



**TUGAS AKHIR - RC 141501**

# **MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG PUSAT PENELITIAN DAN PENDIDIKAN DOKTER GIGI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN KOLOM BAJA KOMPOSIT DAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK**

Janita Bayu Andriani

NRP. 3116105004

Dosen Pembimbing:

Dr.Ir. Djoko Irawan,MS

NIP. 19590213319870111001

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL ,LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOVENBER SURABAYA

2018





TUGAS AKHIR - RC141501

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG PUSAT  
PENELITIAN DAN PENDIDIKAN DOKTER GIGI  
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN  
BAJA KOMPOSIT DAN SISTEM BRESING  
EKSENTRIS**

JANITA BAYU ANDRIANI  
NRP. 3116105004

Dosen Pembimbing:  
Dr. Ir. Djoko Irawan,MS  
NIP. 19590213319870111001

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2018

*\*Halaman ini sengaja dikosongkan\**



UNDERGRADUATE THESIS - RC141501

**STRUCTURES    MODIFICATION    OF    BUILDING  
RESEARCH AND DENTAL EDUCATION UNIVERSITY  
BRAWIJAYA MALANG WITH COMPOSITE STEEL AND  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME**

JANITA BAYU ANDRIANI

NRP. 3116105004

Advisor :

Dr. Ir. Djoko Irawan,MS

NIP. 19590213319870111001

DEPARTEMEN OF CIVIL ENGINEERING

Faculty of Civil Engineering, Environment, and Geo

Engineering

Sepuluh Nopember Institute of Technology

Surabaya

2018

*\*Halaman ini sengaja dikosongkan\**

## **LEMBAR PENGESAHAN**

### **PERENCANAAN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG PUSAT PENELITIAN DAN PENDIDIKAN DOKTER GIGI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN KOLOM BAJA KOMPOSIT DAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK**

#### **TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Program Studi S-1 Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**JANITA BAYU ANDRIANI**

NRP. 3116105004

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. Ir. Djoko Irawan, MS



**SURABAYA**

**JULI, 2018**

**PERENCANAAN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
PUSAT PENELITIAN DAN PENDIDIKAN DOKTER GIGI  
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN  
KOLOM BAJA KOMPOSIT DAN SISTEM RANGKA  
BRESING EKSENTRIK**

<b>Nama Mahasiswa</b>	<b>: Janita Bayu Andriani</b>
<b>NRP</b>	<b>: 03111645000004</b>
<b>Jurusan</b>	<b>: Teknik Sipil FTSLK – ITS</b>
<b>Dosen Pembimbing I</b>	<b>: Dr. Ir. Djoko Irawan, Ms</b>

**ABSTRAK**

*Struktur baja merupakan salah satu sistem struktur tahan gempa dengan kinerja yang sangat bagus, karena material baja mempunyai sifat daktilitas dan kekuatannya yang sangat tinggi, sehingga sangat cocok digunakan untuk daerah-daerah dengan tingkat sismisitas yang tinggi. Salah satu sistem desain struktur tahan gempa yaitu sistem rangka dengan pengaku eksentris (Eccentrically Braced Frame/EBF). Pada awalnya gedung Dental Nano Material Pusat Penelitian dan Pendidikan Dokter Gigi Universitas Brawijaya ini merupakan gedung 10 lantai yang menggunakan konstruksi beton bertulang dengan luas bangunan 60,2 m x 60 m, dimana luas bangunan sama per lantainya. Sebagai bahan perencanaan ini, akan dilakukan modifikasi penambahan lantai keatas menjadi 13 lantai pada struktur gedung Dental Nano Material Pusat Penelitian dan Pendidikan Dokter Gigi Universitas Brawijaya dengan baja komposit dan Sistem Rangka Bresing Eksentris.*

*Modifikasi desain yang akan dilakukan adalah gedung menggunakan kolom baja komposit dan baja pada strukturnya. Kemudian metode perhitungannya menggunakan peraturan yaitu Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012), Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung*



*Baja Struktural (SNI 1729:2015), dan Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung (SNI 7860:2015).*

*Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu tebal pelat bondeks 12 cm, 10 cm, 9 cm dimensi balok induk WF 600x300x20x12, balok link WF 600x300x20x12, dimensi bresing WF 200x200x8x12, dimensi kolom lantai dasar - 3 komposit RCFT 700x700x25, lantai 5-8 komposit RCFT 600x600x25, lantai 9-Atap komposit RCFT 500x500x25 dan panjang elemen link direncanakan 100 cm. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang diameter 50 cm dengan kedalaman 20 m. Poer ukuran 360 cm x 240 cm dengan tulangan arah x D22-100 dan tulangan arah y D22-100*

*Kata kunci : Sistem Rangka Bresing Eksentris, Eccentrically Braced Frame/EBF. Link Beam, RCFT*

**STRUCTURES MODIFICATION OF BUILDING  
RESEARCH AND DENTAL EDUCATION UNIVERSITY  
BRAWIJAYA MALANG WITH COMPOSITE STEEL AND  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME**

**Name : Janita Bayu Andriani**  
**NRP : 03111645000004**  
**Major : Civil Engineering FTSLK-ITS**  
**Advisor : Dr. Ir. Djoko Irawan, Ms**

**ABSTRACT**

*Steel structure is one of earthquake resistant structural system with excellent performance, because steel material has very high ductility and strength, so it is suitable for areas with high level of seismicity. One of the earthquake resistant structural system design is the frame system with eccentric stiffener (Eccentrically Braced Frame / EBF). At the beginning of the Dental Nano Materials Building, the Center for Research and Education of Dentists Universitas Brawijaya is a 10-story building that uses reinforced concrete construction with a building area of 60.2 m x 60 m, where the building area is the same floor. As the material of this planning, will be modified the addition of upstairs to 13 floors on the building structure Dental Nano Materials Research Center and Education Dentist Brawijaya University with composite steel and Eccentric Bracing System.*

*The design modifications to be carried out are buildings using composite steel columns and steel on their structures. Then the method of calculation using regulation is the Procedure of Planning of Earthquake Resilience for Building Building (SNI 1726: 2012), Specification For Structural Steel Building (SNI 1729: 2015), and Seismic Provision for Steel Building Structure (SNI 7860: 2015).*

*From the analysis and calculation results obtained results, namely bilayer plate thickness 12 cm, 10 cm, 9 cm*

*dimensions beam WF 600x300x20x12, beam WF 600x300x20x12 link, WF 200x200x8x12 woven dimension, dimension of ground floor column - 3 RCFT composite 700x700x25, 5-8 floor 600x600x25 RCFT composite, 9-RCFT 500x500x25 RCFT composite floor and planned link element length 100 cm. Planning the foundation using a pile diameter of 50 cm with a depth of 20 m. Poer measures 360 cm x 240 cm with x-ray direction D22-100 and the direction of the y D22-100*

*Keywords: Eccentrically Braced Frame / EBF Bresing Frame System. Link Beam, RCFT*

## **KATA PENGANTAR**

Puji syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Kuasa karena berkat dan penyerataan Tuhan penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir dengan judul “Modifikasi Struktur Gedung Pusat Penelitian Dan Pendidikan Dokter Gigi Universitas Brawijaya Malang Dengan Kolom Baja Komposit dan Sistem Rangka Bresing Eksentris” Selama proses pengerjaan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan, dan bantuan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Kedua orang tua yang ikut serta membantu dalam proses perkuliahan selama ini,
2. Dr. Ir. Djoko Irawan, MS selaku dosen yang dengan sabar dan sepenuh hati membimbing, mengarahkan, dan memberikan saran untuk penulis,
3. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSLK ITS Surabaya yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, atas ketekunan memberikan ilmu-ilmu yang sangat bermanfaat,
4. Keluarga Besar Angkatan 2016 Lintas Jalur, yang ikut memberikan semangat dalam proses perkuliahan selama ini.

Penulis menyadari bahwa masih terdapat banyak kesalahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis mengharapkan saran dan kritik agar lebih baik lagi di masa mendatang.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	i
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	viii
DAFTAR GAMBAR .....	xiii
DAFTAR TABEL .....	xv
BAB I.....	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1    Latar Belakang .....	1
1.2    Rumusan Masalah .....	2
1.3    Tujuan.....	3
1.4    Batasan Masalah.....	4
1.5    Manfaat.....	4
BAB II.....	7
TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1    Umum.....	7
2.2    Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa .....	7
2.3    Struktur Komposit .....	9
2.3.1    Kriteria Kolom Komposit Bagi Komponen Struktur Tekan.....	11
2.3.2    Kentungan dan Kekurangan Kolom Rectangular Concrete Filled Steel Tube .....	12

2.4	Analisa Beban.....	13
2.4.1	Beban Mati .....	13
2.4.2	Beban Hidup.....	13
2.4.3	Beban Angin.....	13
2.4.4	Beban Gempa .....	14
2.5	Struktur Rangka Baja Tahan Gempa .....	20
2.5.1	Eccentrically Braced Frames (EBF) .....	20
2.5.2	Perilaku <i>Link Beam</i> .....	22
2.6	Steel Floor Deck.....	27
2.7	Sambungan .....	27
2.7.1	Perencanaan Sambungan .....	29
2.8	Kekuatan Elemen Beton.....	30
2.9	Perhitungan Pondasi .....	30
2.9.1	Perhitungan Tegangan Ijin Tanah .....	31
2.9.2	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Akibat Beban.. .....	32
2.9.3	Perencanaan Poer .....	33
2.9.4	Perencanaan Penulangan Lentur.....	35
BAB III.....		37
METODOLOGI .....		37
3.1	Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	37
3.2	Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir.....	38
3.2.1	Pengumpulan Data .....	38
3.2.2	Studi Literatur.....	39

3.2.3	Preliminary Design.....	39
3.2.4	Perhitungan Pembebanan Struktur .....	40
3.2.5	Perhitungan Struktur.....	41
3.2.6	Permodelan Struktur.....	44
3.2.7	Kontrol Desain .....	45
3.2.8	Perhitungan Sambungan.....	45
3.2.9	Penggambaran Output Desain .....	45
BAB IV .....		47
HASIL DAN PEMBAHASAN.....		47
4.1	Perencanaan Elemen Struktur Sekunder .....	47
4.1.1	Perencanaan Struktur Pelat.....	47
4.1.2	Perencanaan Struktur Tangga dan Bordes .....	57
4.1.3	Perencanaan Balok Anak.....	73
4.1.4	Perencanaan Balok <i>Lift</i> .....	81
4.2	Permodelan Struktur.....	87
4.2.1	Data Material .....	88
4.2.2	Data Elemen Struktur .....	88
4.2.3	Besaran Massa .....	91
4.2.4	Permodelan Struktur 3 Dimensi .....	92
4.2.5	Permodelan Struktur 3D .....	92
4.2.6	Faktor Reduksi Gempa (R).....	94
4.2.7	Faktor Keutamaan (I) .....	94
4.2.8	Perhitungan Beban Gempa .....	94
4.2.9	Arah Pembebanan .....	100



4.2.10	Kombinasi Pembebanan .....	101
4.3	Kontrol Desain .....	103
4.3.1	Kontrol Partisipasi Massa .....	103
4.3.2	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental .....	104
4.3.3	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum .....	106
4.3.4	Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (Drift) ...	108
4.4	Perencanaan Elemen Struktur Primer.....	110
4.4.1	Balok Induk .....	110
4.4.2	Kolom .....	124
4.4.3	Balok Link .....	139
4.4.4	Balok Luar Link.....	152
4.4.5	Bresing.....	162
4.5	Perencanaan Sambungan.....	176
4.5.1	Sambungan Balok Anak – Balok Induk .....	176
4.5.2	Sambungan Balok Utama Tangga – Balok Penumpu Tangga .....	180
4.5.3	Sambungan Balok Penumpu Tangga – Kolom....	184
4.5.4	Sambungan Kolom – Kolom .....	188
4.5.5	Sambungan Kolom – Kolom Beda Dimensi .....	190
4.5.6	Sambungan Balok Induk – Kolom .....	195
4.5.6	Sambungan Bresing .....	204
4.5.7	Sambungan Kolom – Base Plate.....	209
4.6	Perencanaan Pondasi .....	216
4.6.1	Spesifikasi Tiang Pancang.....	216

4.6.2	Data Tanah dan Daya Dukung Tiang Izin (Pizin)	217
4.6.3	Jumlah Kebutuhan Tiang Pancang .....	220
4.6.4	Perencanaan Pondasi 4 buah tiang.....	222
4.6.5	Perencanaan Sloof .....	236
BAB V	.....	241
PENUTUP	.....	241
5.1	Kesimpulan.....	241
8.1	Saran.....	243

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

## **BIOGRAFI PENULIS**

*“Halaman ini sengaja dikosongkan “*

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Tipe bresing link pada SRBE .....	2
Gambar 2. 1 Ilustrasi rekayasa gempa berbasis kinerja.....	8
Gambar 2. 2 Penampang Kolom Komposit.....	10
Gambar 2. 3 Penampang kolom CFT .....	10
Gambar 2. 4 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik (SS) di Batuan Dasar (SB).....	16
Gambar 2. 5 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik (S1) di Batuan Dasar (SB).....	17
Gambar 2. 6 Spektrum Respons Desain .....	20
Gambar 2. 7 Tipe bresing untuk EBF.....	21
Gambar 2. 8 Gaya Yang Bekerja Pada Link .....	23
Gambar 2. 9 Sudut Rotasi Link Beam.....	25
Gambar 2. 10 Detailing Pada Link Beam.....	26
Gambar 2. 11 Penampang Steel Floor Deck .....	27
Gambar 2. 12 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom.....	34
Gambar 2. 13 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang .....	35
Gambar 3. 1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir .....	37
Gambar 4. 1 Pelat Atap.....	48
Gambar 4. 2 Pelat Lantai simulator.....	49
Gambar 4. 3 Pelat Lantai Kelas.....	51
Gambar 4. 4 Pelat Lantai laboratorium .....	53
Gambar 4. 5 Pelat Lantai Laboratorium .....	55
Gambar 4. 6 Denah Tangga.....	57
Gambar 4. 7 Pelat Anak Tangga .....	58
Gambar 4. 8 Pembebanan Pengaku Anak Tangga .....	60
Gambar 4. 9 Denah Balok Lantai Atap .....	73
Gambar 4. 10 Denah Balok Lantai Lab.....	77

Gambar 4. 11 Denah Lift.....	81
Gambar 4. 12 Potongan Melintang Lift.....	82
Gambar 4. 13 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift .....	83
Gambar 4. 14 Denah Bangunan.....	87
Gambar 4. 15 Input Data Material pada SAP2000v14 .....	88
Gambar 4. 16 Input jenis elemen struktur pada SAP2000v19.....	89
Gambar 4. 17 Input dimensi dlemen dan material pada SAP2000v19.....	89
Gambar 4. 18 Option section designer untuk profil buatan pada SAP2000v19.....	90
Gambar 4. 19 Input dimensi kolom CFT pada SAP2000v19 .....	90
Gambar 4. 20 Input mass source pada SAP2000v19.....	91
Gambar 4. 21 Permodelan 3 dimensi Struktur Dental Gigi Univ. Brawijaya.....	92
Gambar 4. 22 Grafik Respon Spektrum Situs D Malang .....	100
Gambar 4. 23 Pembebanan gempa dinamis arah X.....	101
Gambar 4. 24 Pembebanan gempa dinamis arah Y .....	101
Gambar 4. 25 Kombinasi pembebanan.....	102
Gambar 4. 26 Jarak pengaku link pada arah memanjang .....	150
Gambar 4. 27 Jarak pengaku link pada arah melintang.....	151
Gambar 4. 28 Sambungan Kolom dengan Kolom.....	188
Gambar 4. 29 Potongan 3 Sambungan Kolom – Kolom .....	188
Gambar 4. 30 Sambungan kolom dengan kolom beda dimensi	190
Gambar 4. 31 Letak Sambungan Las pada Sambungan Balok – Kolom.....	202
Gambar 4. 32 Spesifikasi Tiang Pancang .....	220
Gambar 4. 33 Poer arah X dan Y.....	232
Gambar 4. 34 Mekanika Teknik Pile cap arah x .....	232
Gambar 4.35 Sloof Tipe 2 (S2) .....	236
Gambar 4.36 Mekanika Teknik Sloof.....	237

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Klasifikasi Situs.....	15
Tabel 2. 2 Koefisien Situs, Fa .....	17
Tabel 2. 3 Koefisien Situs, Fv .....	18
Tabel 4. 1 Rasio Partisipasi Massa Dental Gigi UB.....	104
Tabel 4. 2 Periode dan Frekuensi Struktur .....	105
Tabel 4. 3 Reaksi Dasar Struktur Bangunan .....	107
Tabel 4. 4 Hasil Output Gaya Geser Akibat Beban Gempa .....	107
Tabel 4. 5 Kontrol Simpangan yang terjadi Akibat Beban Gempa Arah X .....	109
Tabel 4. 6 Kontrol Simpangan yang terjadi akibat Beban Gempa Arah Y .....	109
Tabel 4. 7 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton.....	217
Tabel 4. 8 Tabel Q izin tanah pada setiap kedalaman .....	219
Tabel 4. 9 Jumlah kebutuhan tiang pancang pada setiap titik kolom.....	220
Tabel 4. 10 Rekapitulasi penulangan poer .....	235
Tabel 4.11 Pemasangan Tulangan Lentur pada Sloof.....	239
Tabel 4.12 Penulangan Geser pada Sloof.....	240

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Dalam merencanakan bangunan bertingkat rendah atau tinggi dari segi struktur memerlukan pertimbangan yang matang, terutama gedung tersebut dirancang terhadap semua beban dan terjadi gaya lateral akibat angin maupun beban gempa. Pada dasarnya beban gempa adalah beban lateral yang bersifat bolak-balik sehingga struktur harus diberi pengaku untuk menahannya.

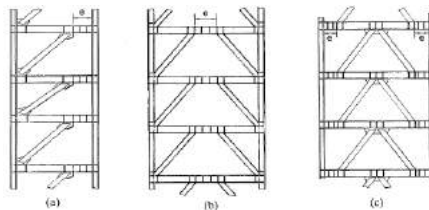
Material baja adalah salah satu material yang dapat menjadi solusi dalam perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa. Hal ini dikarenakan baja memiliki sifat daktilitas dan berkekuatan tinggi di bandingkan dengan material lainnya. Pada struktur baja umumnya digunakan pengaku untuk menahan gempa yang disebut bresing (Putra dan Iranata, 2014). Maka dari itu perencanaan bangunan tahan gempa diharapkan dapat mencegah terjadinya kegagalan struktur, bahkan jumlah korban jiwa ketika gempa terjadi. Dalam desain suatu struktur tahan gempa dapat digunakan dengan sistem rangka pengaku eksentris (*Eccentrically Braced Frame/EBF*) dan struktur gedung yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah Gedung Dental Nano Material Pusat Penelitian dan Pendidikan Dokter Gigi Universitas Brawijaya ini merupakan gedung 10 lantai yang struktur awalnya menggunakan konstruksi beton bertulang dengan luas bangunan 60,2 m x 60 m. Namun pembahasan kali ini, dengan memodifikasi struktur gedungnya menjadi kolom baja komposit dan baja pada strukturnya serta penambahan lantai keatas menjadi 13 lantai.

Saat ini desain struktur dengan rangka baja dan kolom baja komposit telah banyak digunakan sebagai struktur utama suatu bangunan, karena struktur ini memerlukan waktu yang relatif singkat dalam pelaksanaannya. Struktur Komposit merupakan campuran antara beton dan baja profil yang



memanfaatkan kelebihan dari beton dan baja yang bekerja sama sebagai suatu kesatuan. Kelebihan tersebut antara lain adalah beton kuat terhadap tekan dan baja kuat terhadap tarik. Pada beton betulang gaya-gaya tarik yang didalam suatu elemen struktur diterima oleh besi tulangan, tetapi pada struktur komposit ini, gaya tarik akan di terima oleh profil baja. struktur baja merupakan struktur tahan gempa dengan kinerja yang sangat bagus, dan rangka berpengaku eksentris (*Eccentrically Braced Frame/EBF*) merupakan penopang diagonal (*diagonal braces*) didesain eksentris terhadap joint dan kolom. Elemen yang sangat penting dalam desain EBF adalah bagian yang terletak antara joint pengaku diagonal dengan joint pengaku joint kolom-balok yang disebut elemen *link*.

Konsep desain SRBE adalah *link* ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak, sedangkan elemen lain tetap berada dalam kondisi elastik. Kelelahan yang terjadi pada elemen *link* dapat berupa kelelahan geser/kelelahan lentur (Popov & Engelhardt, 1988).



Gambar 1. 1 Tipe bresing link pada SRBE

## 1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan utama dalam tugas akhir ini adalah bagaimana merencanakan modifikasi struktur gedung menggunakan Baja Komposit dan Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE). Sedangkan permasalahan detail dari penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana menentukan dimensi struktur bangunan gedung (*pre-liminary* desain) penampang struktur baja?
2. Bagaimana perhitungan beban yang bekerja pada struktur?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur pelat lantai atap, pelat lantai rumah sakit, pelat lantai parkir, balok anak, balok lift dan tangga ?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisis gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur gedung tersebut dengan program bantu SAP 2000 ?
5. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok kolom ?
6. Bagaimana merencanakan bresing dan link ?
7. Bagaimana merencanakan sambungan ?
8. Bagaimana merencanakan pondasi ?
9. Bagaimana menuangkan hasil akhir modifikasi dari perhitungan dan perencanaan dalam bentuk gambar teknik ?

### **1.3 Tujuan**

Tujuan yang diharapkan dalam perencanaan struktur gedung ini adalah sebagai berikut:

1. Dapat menentukan preliminary design penampang profil baja atau mendimensi awal penampang struktur setelah modifikasi.
2. Dapat Menghitung beban yang bekerja pada struktur.
3. Dapat merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai atap, pelat lantai hotel, pelat lantai parkir, balok anak, balok lift, dan tangga.
4. Dapat memodelkan dan menganalisa sturktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000

5. Dapat merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom
6. Dapat merencanakan bresing dan link
7. Dapat merencanakan sambungan
8. Dapat merencanakan pondasi.
9. Dapat menuangkan hasil perencanaan kedalam bentuk gambar teknik (*shop drawing*)

#### **1.4 Batasan Masalah**

Batasan masalah dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan struktur utama meliputi balok induk, kolom, bresing, link dan struktur sekunder meliputi tangga, pelat lantai, pelat atap, balok anak lantai, balok anak atap dan lift, serta atap dengan menggunakan dak beton dan beban-beban yang bekerja pada struktur gedung.
2. Dalam perencanaan struktur ini baja kompositnya hanya terletak pada kolom yang menggunakan profil RCFT.
3. Analisa struktur menggunakan bantuan program SAP 2000.
4. Tidak meninjau metode pelaksanaan
5. Jadwal pelaksanaan dan anggaran biaya tidak dibahas.
6. Tidak meninjau aspek arsitektural, mekanikal, dan elektrik.

#### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang bisa didapatkan dari mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Diharapkan dapat memodifikasi struktur gedung beton bertulang menjadi struktur baja komposit dengan kolom RCFT dan sistem rangka pengaku eksentris
2. Dapat mendesain pondasi setelah modifikasi

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Baja menjadi material yang dipilih dikarenakan karakteristik keruntuhan yang bersifat daktil. Ketika mekanisme ini terjadi, baja akan mengalami leleh sebelum runtuh yang akan memberikan waktu bagi para pengguna gedung untuk menyelamatkan diri, tidak seperti beton tanpa tulangan baja yang bersifat getas yang akan runtuh seketika pada saat gaya yang bekerja telah melampaui kemampuan ultimit beton.

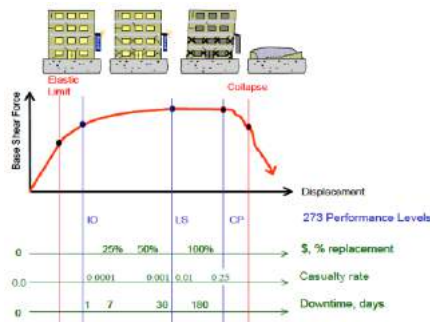
#### **2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa**

Pada konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus diperhitungkan kemampuannya dalam memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya adalah beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Dalam mendesain bangunan tahan gempa, gaya lateral pada struktur harus dipertimbangkan sama seperti halnya gaya gravitasi. Gaya lateral yang dapat berupa tekanan angin atau beban gempa bekerja dari arah samping bangunan yang dapat menimbulkan defleksi lateral. Hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan yaitu kekuatan bangunan yang memadai untuk memberikan rasa nyaman bagi penghuninya. Semakin tinggi gedung, defleksi lateral yang terjadi juga semakin besar pada lantai atas (Mc. Cormac, 2002).

Berdasarkan UBC 1997, tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan tiga kriteria standar, antara lain:

1. Ketika terjadi gempa kecil, tidak terjadi kerusakan sama sekali,
2. Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural, tetapi bukan merupakan kerusakan struktural,
3. Ketika terjadi gempa kuat, diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.



Gambar 2. 1 Ilustrasi rekayasa gempa berbasis kinerja

Untuk mencapai kriteria tersebut, perencanaan bangunan struktur tahan gempa harus dapat memperhitungkan dampak dari gaya lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) yang dialami oleh struktur selama terjadinya gempa bumi. Untuk memikul gaya lateral yang dialami oleh bangunan, struktur harus dapat memiliki daktilitas yang memadai di daerah *joint* atau elemen struktur tahan gempa seperti bresing, *link*, atau dinding geser.

Perencanaan struktur dapat direncanakan dengan mengetahui skenario keruntuhan dari struktur tersebut dalam menahan beban maksimum yang bekerja. Pelaksanaan konsep desain kapasitas struktur adalah memperkirakan urutan kejadian dari kegagalan suatu struktur berdasarkan beban maksimum yang dialami struktur. Sehingga kita merencanakan bangunan dengan

elemen-elemen struktur tidak dibuat sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain dengan harapan di elemen atau titik itulah kegagalan struktur terjadi pada saat beban gempa maksimum bekerja.

## **2.3 Struktur Komposit**

Penampang komposit mempunyai kekakuan yang lebih besar dibanding dengan penampang lempeng beton dan gelagar baja yang bekerja sendiri-sendiri dengan demikian dapat menahan beban yang lebih besar atau beban yang sama dengan lenturan yang lebih kecil pada bentang yang lebih panjang. Apabila untuk mendapatkan aksi komposit bagian atas gelagar di bungkus dengan lempeng beton, maka akan didapat pengurangan pada tebal seluruh lantai, dan untuk bangunan-bangunan pencakar langit, keadaan ini memberikan penghematan yang cukup besar dalam volume, pekerjaan pemasangan kabel-kabel, pekerjaan saluran pendingin ruangan, dinding-dinding pekerjaan saluran air, dan lain-lainnya. (Amon, Knobloch & Mazumder, 1999)

Meningkatnya penggunaan kolom komposit pada struktur bangunan memivu dilakukannya penelitian-penelitian terhadap struktur komposit tersebut baik secara eksperimental ataupun secara analitis. Penelitian-penelitian dilakukan untuk mengetahui dan mempelajari perilaku dari masing-masing jenis kolom komposit.

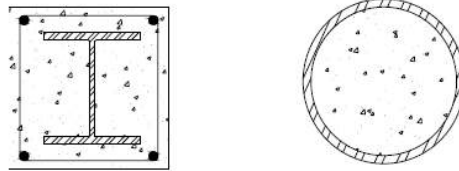
Kolom komposit didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (rolled) built-up dan di cor di dalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Salmon & Jonson, 1996).

Ada dua tipe kolom komposit, yaitu :

1. Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton).



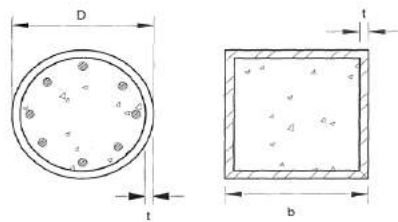
2. Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton).



Profil Baja Dibungkus Baja Berintikan Beton

Gambar 2. 2 Penampang Kolom Komposit

Salah satu contoh dari kolom komposit adalah *concrete filled steel tube* (CFT) atau kolom komposit dengan pelat baja merupakan sebuah teknologi terbaru yang saat ini sedang hangat-hangatnya diteliti. Yang menarik dari inovasi ini adalah teknologi memadukan kuat tekan beton dengan kuat tarik pelat baja, sehingga 2 material ini dapat saling menguatkan satu sama lain sebagai konstruksi yang kokoh.



(a)

Penampang CTF  
Bulat

(b)

Penampang CFT  
Persegi

Gambar 2. 3 Penampang kolom CFT

Kolom ini berupa kolom beton penuh terdiri dari tabung baja diisi dengan beton di tengahnya. Inti beton ini menambahkan kekakuan serta mengurangi potensi tekuk local profil. Tulangan

Baja menahan ketegangan, momen lentur dan geser. Pelat baja yang dipasang juga berguna sebagai kurungan atau penahan pada saat proses pengecoran beton.

### **2.3.1 Kriteria Kolom Komposit Bagi Komponen Struktur Tekan**

Kriteria untuk kolom komposit bagi komponen struktur tekan :

1. Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas penampang komposit total.
2. Selubung beton untuk penampang komposit yang berintikan baja harus diberi tulangan baja longitudinal dan tulangan pengekang lateral. Tulangan baja longitudinal harus menerus pada lantai struktur portal, kecuali untuk tulangan longitudinal yang hanya berfungsi memberi kekangan pada beton. Jarak antar pengikat lateral tidak boleh melebihi  $\frac{2}{3}$  dari dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas minimum penampang tulangan transversal (atau lonitudinal) terpasang. Tebal bersih selimut beton dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transveersal minimal sebesar 40 mm;
3. Mutu beton yang digunakan tidak lebih 55 MPa dan tidak kurang dari 21 MPa untuk beton normal dan tidak kurang dari 28 MPa untuk beton ringan.
4. Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan untuk perhitungan kekuatan kolom komposit tidak boleh lebih dari 380 MPa;
5. Tebal minimum dinding pipa baja atau penampang baja berongga yang diisi beton adalah  $b \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$  untuk setiap sisi selebar b pada penampang persegi.

### 2.3.2 Kentungan dan Kekurangan Kolom Rectangular Concrete Filled Steel Tube

Sistem kolom RCFT mempunyai banyak keuntungan daripada baja dan beton bertulang yang dipisah (Morino et al, 2001). Keuntungan utamanya sebagai berikut:

1. Interaksi antara pipa baja dengan beton:
  - a) Peristiwa tekuk lokal dari pipa baja akan lambat, dan pengurangan kekuatan akibat tekuk lokal akan ditahan oleh beton.
  - b) Kekuatan beton akan bertambah akibat penggabungan dengan pipa baja.
  - c) Penyusutan dan retak dari beton akan jauh lebih kecil dari beton bertulang.
2. Penampang:
  - a) Rasio baja dari RCFT jauh lebih banyak dari beton bertulang
  - b) Baja dari penampang RCFT berperilaku plastis dengan baik saat tertekuk karena baja di penampang terluar.
3. Efisiensi konstruksi:
  - a) Tidak memerlukan tulangan dan bekisting sehingga tidak memerlukan banyak tenaga manusia dan menghemat biaya konstruksi
  - b) Tempat konstruksi terjaga tetap bersih
4. Tahan kebakaran:
  - a) Beton meningkatkan performa anti kebakaran yang dapat mengurangi jumlah bahan tahan api.

Sedangkan kelemahan dari inovasi ini dikarenakan hubungan antara baja dan beton yang kompleks membuat lebih mahal dalam pembuatan sambungan.

## 2.4 Analisa Beban

### 2.4.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan Gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan structural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Adapun besaran dari beban mati pada gedung sesuai yang tercantum pada SNI 1729:2013 Pasal 3.

### 2.4.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan Gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati yang tercantum pada SNI 1727:2013 Pasal 4 dengan Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

### 2.4.3 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU (Sistem Penahan Beban Angin Utama) bangunan Gedung dari semua ketinggian harus ditentukan dengan persamaan berikut :

$$P = qGC_p - q_i (GC_{pi}) \left( \frac{lb}{ft^2} \right) \left( \frac{N}{m^2} \right) \quad (2.1)$$

Keterangan :

- q = qz untuk dinding disisi angin datang yang diukur pada ketinggian z diatas permukaan tanah
- qh = qh untuk dinding disisi angin pergi dinding samping dan atap yang diukur pada ketinggian h

- $q_i$  =  $q_h$  untuk dinding disisi angin datang, dinding samping, dinding disisi angin pergi, dan atap bangunan Gedung tertutup sebagian.
- $q_i$  =  $q_z$  untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan Gedung tertutup sebagian bila tinggi  $z$  ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak atau dilindungi dengan penutup tahan impak harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif,  $q_i$  secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian  $h$  ( $q_i = q_h$ )
- $G$  = factor efek tiupan angin
- $C_p$  = koefisien tekanan eksternal dari Gambar 27.4-1, 27.4-2, dan 27.4-3
- $(GC_{pi})$  = koefisien tekanan internal dari Tabel 26.11-1  $q$  dan  $q_i$  harus dihitung dengan menggunakan eksposur yang ditetapkan dalam Pasal 26.7.3. Tekanan harus diterapkan secara bersamaan pada dinding di sisi angin datang dan disisi angin pergi pada permukaan atap seperti ditetapkan dalam SNI 1727:2013 gambar 27.4-1, 27.4-2, dan 27.4-3.

#### 2.4.4 Beban Gempa

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Langkah-langkah membuat respon spektrum desain adalah sebagai berikut :

## 1. Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan

Tahap pertama adalah mengetahui fungsi bangunan untuk merencanakan kategori risiko dan faktor keutamaan gempa sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 4.1.2 tabel 1 dan tabel 2

## 2. Klasifikasi Jenis Tanah

Dengan data *boring log*, maka dapat diketahui klasifikasi jenis tanah menggunakan persamaan:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{j=1}^n d_i}{\sum_{j=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.2)$$

Dimana:  $d_i$  = Kedalaman lapisan tanah uji

$N_i$  = Nilai SPT

Dari perhitungan didapat rata-rata nilai SPT ( $\bar{N}$ ) kemudian dapat melihat pada tabel 2.1 untuk menentukan jenis tanah berdasarkan kelas situs,

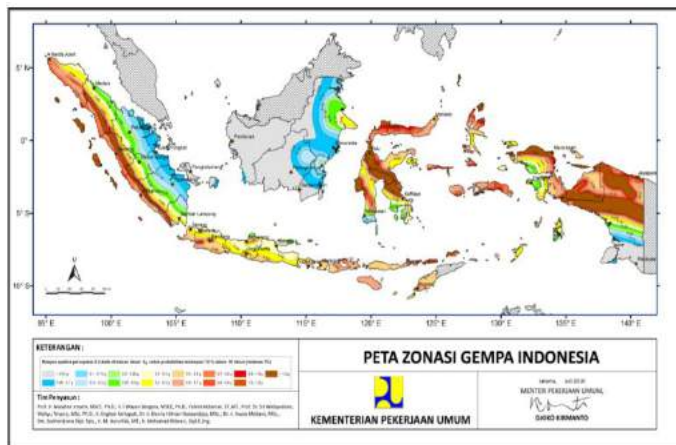
Tabel 2. 1 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/dt)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 - 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras)	350 - 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 - 350	15 - 50	50 - 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
SF (tanah khusus)	Perlu invsetigasi lebih spesifik		

### 3. Percepatan Respon Spektrum

Tentukan wilayah yang ditinjau untuk kemudian melihat parameter percepatan batuan dasar berdasar Peta Hazard dengan tahapan sebagai berikut:

- Yang pertama adalah melihat peta percepatan batuan dasar pada perioda pendek (Ss) dengan cara melihat gambar 2.2. Setelah itu menentukan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (Fa) dengan cara melihat tabel 2.2,
- Yang kedua adalah melihat peta percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S1) dengan cara melihat gambar 2.3. Setelah itu menentukan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (Fv) dengan cara melihat tabel 2.3.



Gambar 2. 4 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik (SS) di Batuan Dasar (SB)





Tabel 2. 3 Koefisien Situs,  $F_v$ 

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	$SS^b$				

#### 4. Parameter Percepatan Spektral Desain

Untuk mengetahui parameter percepatan spektral perioda pendek ( $S_{DS}$ ) dan pada perioda 1 detik ( $S_{D1}$ ), menggunakan perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.3)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.4)$$

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \quad (2.5)$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} \quad (2.6)$$

Dimana:

$S_{MS}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek

$S_{M1}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek

$S_{D1}$  = Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik

$F_a$  = Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek

$F_v$  = Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik

## 5. Spektrum Respons Desain

Buat tabel spektrum respon desain sesuai dengan:

a) Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ ,  

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 T/T_0) \quad (2.7)$$

b) Untuk perioda  $\geq T_0$  dan  $\leq T_s$ ,  

$$S_a = S_{DS} \quad (2.8)$$

c) Untuk perioda  $> T_s$ ,  

$$S_a = S_{D1}/T \quad (2.9)$$

Dimana:

$S_a$  = Spektrum respons percepatan desain

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek

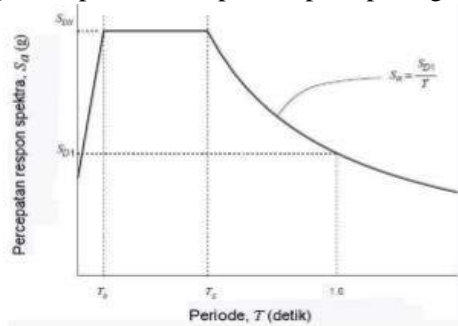
$S_{D1}$  = Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik

$T$  = Perioda getar fundamental struktur

$T_0$  =  $0,2 S_{D1}/S_{DS}$

$T_s$  =  $S_{D1}/S_{DS}$

Setelah dibuat tabel respons desain, nilai – nilai yang terdapat pada tabel di-input kedalam program bantu analisa struktur sebagai beban gempa. Sehingga pada program bantu akan muncul grafik spektrum respons seperti pada gambar 2.6



Gambar 2. 6 Spektrum Respons Desain

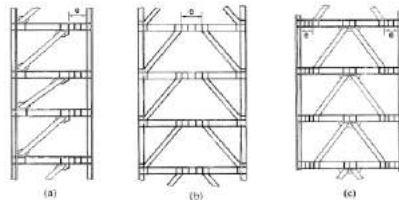
## 2.5 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa

Terdapat beberapa jenis portal baja tahan gempa, secara umum terdapat dua jenis portal baja tahan gempa, yaitu *Braced Frames* dan *Moment Resisting Frames*. Masing-masing jenis ini memiliki karakteristik yang berbeda.

### 2.5.1 Eccentrically Braced Frames (EBF)

Sistem struktur EBF merupakan struktur baja penahan gaya lateral yang merupakan gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain *Moment Resisting Frames* (MRF) dan dengan karakteristik kekakuan elastis yang tinggi dari desain *Concentrically Braced Frames* (CBF). EBF mengkombinasikan banyak keuntungan individu dari sistem kerangka konvensional, secara spesifik, EBF memiliki elastisitas tinggi, respon inelastis stabil pada muatan lateral siklis, daktilitas dan kapasitas disipasi energi yang besar (*Bruneau, 1998*).

Konsep desain EBF adalah sederhana, yaitu membatasi aksi inelastis pada *link*, dan mendesain kerangka di sekitar *link* untuk mempertahankan tegangan maksimum yang dapat diberikan oleh *link*. Desain dengan menggunakan strategi ini harus memastikan bahwa *link* bertindak sebagai sekering seismic *ductile* dan melindungi integritas dari kerangka seismik di sekitarnya. Sehingga yang menjadi konsep utama dalam struktur EBF adalah elemen *link* ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain diharapkan tetap berada dalam kondisi elastis. Kelelahan yang terjadi pada elemen *link* dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur. Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang *link* tersebut. (*Engelhardt dan Popov, 1989;1992*).



Gambar 2. 7 Tipe bresing untuk EBF  
(Sumber: Popov & Engelhardt, 1988)

*Link beam* merupakan elemen struktur yang direncanakan untuk berperilaku inelastis serta mampu untuk berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral. Bagian *link* berfungsi untuk menyerap energi pada saat beban lateral (gempa). Mekanisme leleh pada elemen *link* terdiri dari 2 mekanisme leleh, yaitu kelelahan geser dan kelelahan lentur, tergantung dari panjang *link* ( $e$ ) yang digunakan. Pada sistem struktur EBF, kekakuan lateral merupakan fungsi dari perbandingan antara panjang *link* ( $e$ ) dengan panjang elemen balok ( $L$ ). Jika panjang elemen *link* lebih pendek, maka struktur portal menjadi lebih kaku mendekati kekakuan struktur CBF dan jika panjang *link* lebih panjang, maka kekakuan struktur portal EBF mendekati kekakuan struktur MRF. Pada struktur EBF, elemen struktur diluar *link* direncanakan untuk berperilaku elastis, sedangkan bagian *link* direncanakan untuk dapat merdeformasi inelastis pada saat terjadi beban lateral (gempa).

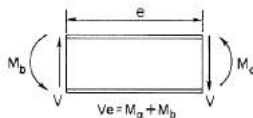
Meskipun sistem EBF bukan merupakan konsep yang baru, aplikasi sistem ini pada sistem konstruksi tahan gempa sangat dapat diterima. Ketahanan bresing eksentrik pada konstruksi tahan gempa sangat tergantung pada kestabilan sistem struktur dan sifat inelastis dibawah beban *cyclic* lateral. Pada desain struktur EBF yang baik, aktifitas inelastis dibawah beban siklik dibatasi terutama hanya terjadi pada elemen *link* yang didesain untuk dapat mengalami deformasi inelastis yang besar tanpa kehilangan kekuatan. Pada struktur EBF ini, elemen-elemen struktur diluar *link* (balok, kolom dan bresing) didesain

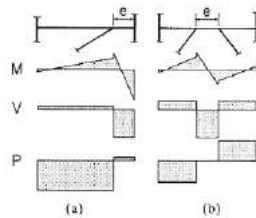
berdasarkan kapasitas *link*. Dengan membuat elemen *link* lebih lebah dari elemen struktur lainnya, kehancuran daktail diharapkan terjadi pada elemen *link* dan mengantisipasi agar elemen-elemen diluar *link* mengalami kehancuran non daktail, seperti *buckling* pada elemen bresing. Karakteristik sistem struktur EBF tergantung dari karakteristik elemen *link* nya ( $e$ ). Kekuatan struktur EBF dipengaruhi oleh nilai perbandingan  $e/L$  atau pemendekan elemen *link* hingga mencapai batas kapasitas geser plastis dari *link*. Pada struktur EBF, *link* pendek ( $e/L$  kecil) memiliki keunggulan dalam menyediakan kekakuan dan kekuatan struktur yang tinggi. Nilai  $e/L$  yang kecil mengakibatkan kebutuhan rotasi *link* yang sangat besar. *Link* panjang ( $e/L$  besar) menghasilkan rotasi *link* yang lebih kecil. Nilai  $e/L$  yang besar menghasilkan struktur EBF yang mendekati sifat struktur MRF, sedangkan nilai  $e/L$  yang kecil menghasilkan struktur EBF yang mendekati sifat struktur CBF.

## 2.5.2 Perilaku *Link Beam*

### 2.5.2.1 Kuat Elemen *Link Beam*

*Link beam* merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelahan lebih awal pada saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian *link* ini bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung *link* dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan momen pada kedua ujung *link* dengan besar dan arah yang sama.





Gambar 2. 8 Gaya Yang Bekerja Pada Link  
(Sumber: Popov & Engelhardt, 1988)

Kekuatan geser (*shear*) *link* dan kekuatan geser ijin umumnya merupakan nilai yang lebih rendah yang didapatkan dengan batas bagian dari kelenturan pada web dan kelenturan di *gross section*. Untuk batasan keduanya disajikan dengan rumus:

- Untuk lentur menghasilkan:

$$V_n = 2M_p / e \quad (2.10)$$

Dimana,  $M_p = F_y \times Z$  untuk  $P_r/P_c \leq 0,15$

$$M_p = F_y \times Z \left( \frac{1 - P_r/P_c}{0,85} \right) \quad \text{untuk } P_r/P_c > 0,15$$

$e$  = panjang *link*

- Untuk geser menghasilkan:

$$V_n = V_p \quad (2.11)$$

Dimana,  $V_p = 0,6 \times F_y \times A_{lw}$  untuk  $P_r/P_c \leq 0,15$

$$V_p = 0,6 \times F_y \times A_{lw} \sqrt{1 - (P_r/P_c)^2} \quad \text{untuk } P_r/P_c > 0,15$$

$$A_{lw} = (d - 2t_f) \times t_w \quad (\text{link penampang I})$$

$$P_r = P_u \quad (\text{LRFD})$$

$P_u$  = Kuat perlu aksial dengan kombinasi beban, N

$$P_c = P_y \quad (\text{LRFD})$$

$$P_y = \text{Koat nominal aksial} = F_y \times A_g$$

### 2.5.2.2 Panjang Elemen *Link Beam*

*Link beam* bekerja sebagai sekereng gempa yang bersifat daktail, menyerap energi gempa yang masuk kedalam bangunan. Panjang dari elemen *link* akan menentukan mekanisme leleh dan kegagalan *ultimate* yang terjadi pada elemen *link*. Secara umum terdapat 2 jenis *link* berdasarkan panjang *link*nya, yaitu *link* geser (*short link*) dan *link* lentur (*long link*). *Link* geser mengalami leleh disebabkan oleh gaya geser sedangkan *link* lentur mengalami leleh karena momen lentur. Panjang dari elemen *link* merupakan faktor penting untuk menentukan perilaku inelastik elemen *link*, panjang *link* berfungsi untuk mengontrol mekanisme leleh yang terjadi pada *link*. Pada *link* geser, gaya geser yang mencapai keadaan plastis ( $V_p$ ) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas momen plastisnya dan *link* mengalami leleh dalam geser. Sebaliknya, pada *link* lentur, momen plastis ( $M_p$ ) tercapai terlebih dahulu sebelum kelelahan geser terjadi. Ketentuan mengenai panjang *link* ( $e$ ) menurut SNI 7860:2015 Pasal F3.5b(3) adalah sebagai berikut:

- Jika  $\rho' \left( \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \right) \leq 0,5$ ;  $e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$
- Jika  $\rho' \left( \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \right) > 0,5$ ;  $e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} (1,15 - 0,3\rho')$

Dimana:

$$\rho' = \left( \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \right)$$

$$V_r = V_u \text{ (LRFD), N}$$

$V_u$  = Kekuatan geser yang terjadi berdasarkan kombinasi beban, N

$$V_c = V_y \text{ (LRFD), N}$$

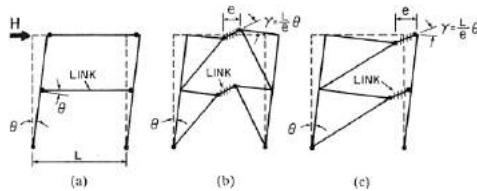
$$V_y = \text{Kuat nominal geser} = 0,6 \times F_y \times A_{lw}$$

### 2.5.2.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi *link beam* adalah sudut inelastis antara *link beam* dan balok di samping *link* ketika besarnya total *story drift*

sama dengan besarnya desain *story drift*,  $\Delta$ . Sudut rotasi *link beam* seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link*  $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang *link*  $e \geq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link*  $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$



Gambar 2. 9 Sudut Rotasi Link Beam  
(Sumber: Popov & Engelhardt, 1988)

Secara umum, sudut rotasi link beam dapat menggunakan persamaan:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (2.12)$$

Keterangan:

$L$  = Lebar bentang

$h$  = Tinggi lantai

$\Delta_p$  = *Plastic story drift*

$\Theta_p$  = *Plastic story drift angle*, radians ( $\Delta_p/h$ )

$\gamma_p$  = Sudut rotasi *link beam*

#### 2.5.2.4 Pendetailan *Link Beam*

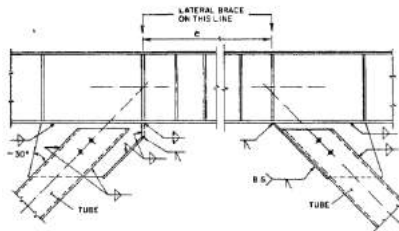
Pendetailan pada *web link beam* yaitu berupa pemberian *web stiffeners* dapat memberikan perilaku *link beam* yang stabil, daktail serta terkontrol dibawah pembebanan *cyclic* (gempa). *Full depth stiffeners* dibutuhkan pada kedua ujung *link* untuk mentransfer gaya geser pada elemen penahan, sehingga membutuhkan pengaku *web* untuk mencegah terjadinya tekuk



(*buckling*). Dan *full depth stiffeners* juga dibutuhkan ditengah-tengah *link* (*link intermediate web*) agar efektif dalam menahan tekuk geser pada *web link* dan dalam membatasi pengurangan kekuatan (*strength degradation*) akibat adanya *flange local buckling* dan lateral torsional *buckling*. Pengaku disambungkan ke *link web* dan *link flanges* dengan cara di las (*fillet welded*).

Adapun ketentuan jarak dan tebal *web stiffeners* pada ujung dan tengah *link beam* antara lain:

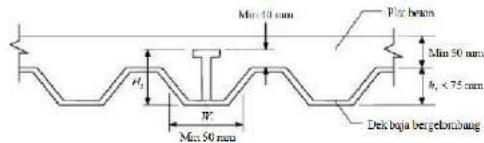
- Untuk panjang *link*  $e \leq 1,6 M_p/V_p$ , maka harus disediakan *intermediate web stiffeners* dengan jarak spasi interval tidak melebihi  $30t_w - d/5$  untuk sudut rotasi *link* 0,08 radian atau  $52t_w - d/5$  untuk sudut rotasi *link* 0,02 radian.
- Intermediate web stiffeners* harus *full depth*. Untuk tinggi penampang *link* yang kurang dari 25 inch (635 mm), maka pengaku hanya diperlukan pada satu sisi saja (sisi depan) pada *link web*. Ketebalan pengaku pada satu sisi tersebut tidak boleh kurang dari  $t_w$  atau 3/8 inch (10 mm) (pilih yang terbesar) dan lebarnya tidak kurang dari  $b_f/2 - t_w$ .
- Syarat dari ketebalan dari *fillet weld* (las) yang menghubungkan pengaku dengan *link web* adalah  $A_{st}f_y$  (LRFD), sedangkan untuk pengaku ke *link flange* adalah  $A_{st}f_y/4$  (LRFD) yang mana  $A_{st}$  adalah area dari pengaku.



Gambar 2. 10 Detailing Pada Link Beam  
(Sumber: Engelhart, Kasai dan Popov,1986)

## 2.6 Steel Floor Deck

*Steel Floor Deck* yaitu suatu material yang bisa difungsikan sebagai media pengganti konvensional berbentuk papan lembar yang terbuat dari bahan baja galvanis berkuatan tinggi. Biasanya *steel floor deck* dipakai sebagai pengganti bekisting dalam proses pembuatan lantai atau atap dari beton dan juga berfungsi sebagai penulangan positif satu arah. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari gelombang dek baja biasanya diletakkan tegak lurus balok penompangnya.



Gambar 2. 11 Penampang Steel Floor Deck  
(Sumber: SNI 1729:2002)

## 2.7 Sambungan

Sambungan merupakan sesuatu hal yang tidak dapat dihindarkan dalam perencanaan struktur baja. Hal ini dikarenakan bentuk struktur bangunan yang begitu kompleks. Contoh yang dapat kita jumpai di struktur bangunan adalah sambungan antara kolom dan balok. Kegagalan dalam sambungan tersebut dapat mengakibatkan perubahan fungsi struktur bangunan tersebut, dan yang paling berbahaya adalah keruntuhan pada struktur tersebut. Sehingga untuk mencegah hal tersebut maka kekakuan sambungan antara balok dan kolom tersebut harus baik.

Sambungan berdasarkan atas kemampuan tahanan terhadap perputaran yang dibagi 2 type yaitu:

1. *Type Fully Restrained (FR)* yaitu penahan penuh atau *rigid*/ kaku mempunyai tahanan yang kaku dan tidak dapat berputar
2. *Type Partially Restrained (PR)* yaitu penahanan tidak penuh, tidak cukup *rigid* untuk mempertahankan sudut akibat beban.

Pada kenyataannya bahwa tidak ada sambungan yang benar- benar kaku/ *rigid* sempurna atau *flexible* sempurna. Sehingga sambungan dapat diklasifikasikan:

1. *Simple connection* (sambungan sendi)
  - Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas
  - Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung
  - Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup
  - Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja
2. *Semi- rigid connetion* (antara *simple* dan *rigid*)
  - Sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara elemen yang disambung
  - Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut
  - Tingkat kapasitas tersebut terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan
3. *Rigid Connection*  
 Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut diantara elemen- elemen yang disambung.

## 2.7.1 Perencanaan Sambungan

- Sambungan Baut

- Kuat geser (SNI 1729:2015 pasal J3.6):

Kekuatan tarik atau geser desain,  $\phi R_n$ , dan kekuatan tarik atau geser yang diijinkan dari suatu baut kekuatan tinggi harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser sebagai berikut:

$$R_n = F_n \times A_b \quad (2.13)$$

Dimana:  $A_b$  = Luas baut,  $\text{mm}^2$

$F_n$  = Tegangan tarik nominal

- Kuat tumpu (SNI 1729:2015 pasal J3.7)

Kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan geser sebagai berikut:

$$R_n = F_{nt} \times A_b \quad (2.14)$$

Dari kedua nilai diatas, dipilih nilai yang terkecil.

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad (2.15)$$

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi minimum =  $1,5 d_b$

Jarak tepi maksimum =  $(4t_p + 100 \text{ mm})$   
atau 200 mm

Jarak minimum antar baut =  $3 d_b$

Jarak maksimum antar baut =  $15t_p$  atau 200 mm

- Sambungan Las

Kekuatan desain dan kekuatan yang diijinkan dari *joint* yang dilas harus sesuai dengan SNI 1729:2015 pasal J2.3.4:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2.16)$$

Tahanan terhadap bahan dasar las,

$$R_n = F_{nw} \times A_{we} \quad (2.17)$$

Tahanan terhadap bahan dasar baja,

$$R_n = F_{nBM} \times A_{BM} \quad (2.18)$$

Dimana:

$F_{nBM}$  = Tegangan nominal dari logam dasar, MPa

$F_{nw}$  = Tegangan nominal dari logam las, MPa

$A_{BM}$  = Luan penampang logam dasar, mm<sup>2</sup>

$A_{we}$  = Luas efektif las, mm<sup>2</sup>

## 2.8 Kekuatan Elemen Beton

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 8.1 tentang metode desain, komponen struktur beton struktural harus diproposikan untuk kekuatan yang cukup. Menggunakan faktor beban dan faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ) yang ditentukan. Sehingga dapat memenuhi kriteria sebagai berikut:

### a. Kuat (*Strength*)

Dikatakan kuat ketika kemampuan nominal elemen struktur masih lebih besar dari beban yang bekerja,

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.19)$$

dimana:  $\phi M_n$  = Momen kapasitas elemen struktur

$M_u$  = Momen ultimit akibat beban

### b. Layak (*Serviceability*)

Layak apabila elemen struktur mengalami lendutan, simpangan, dan retak tersebut masih dalam batas toleransi yang ada.

## 2.9 Perhitungan Pondasi

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan

data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (*Standart Penetration Test*). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung tanah dapat ditinjau dari dua keadaan, antara lain:

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri,
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

### 2.9.1 Perhitungan Tegangan Ijin Tanah

Perhitungan tegangan ijin tanah berdasarkan dari data SPT dengan menggunakan perhitungan dari buku Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi oleh Suyono Sosrodarsono, penerbit PT. Pradnya Paramita tahun 2000, Jakarta.

1. Harga N rata-rata dari tanah pondasi pada ujung tiang

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad (2.20)$$

dengan:  $N_1$  = Harga N pada ujung tiang  
 $N_2$  = Harga rata-rata pada jarak 4D dari ujung tiang

2. Gaya geser maksimum dinding tiang

Hitung besarnya intensitas gaya geser dinding tiang (*friction*) berdasarkan jenis tanah yang ada dan jenis pondasi tiang yang digunakan.

Gaya geser maksimum dinding tiang ( $U \sum l_i f_i$ ) yang terjadi adalah:

$$U \sum l_i f_i = \pi D \text{friction} \quad (2.21)$$

Dimana: D = Diameter tiang (m)

Friction = Intensitas gaya geser dinding tiang

3. Daya dukung ujung tiang

Hitung besarnya daya dukung ujung tiang ( $q_d \cdot A$ )

$$\frac{q_d}{N} = 20 \quad (2.22)$$

$$q_d = 20 \cdot N \quad (2.23)$$

$$q_d \cdot A = 20 \cdot N \cdot A \quad (2.24)$$

$$q_d \cdot A = 20 \cdot N \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \quad (2.25)$$

4. Daya dukung ultimit ( $R_u$ )

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum l_i f_i \quad (2.26)$$

5. Efisiensi Kelompok Tiang ( $E_g$ )

$$E_g = 1 - \theta \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)}{90 m n} \right] \quad (2.27)$$

Dimana:  $m$  = Jumlah tiang dalam baris

$n$  = Jumlah tiang dalam kolom

$\theta = \text{Arc tg } \frac{D}{s}$  (dalam derajat)

$D$  = Diameter tiang

$s$  = Jarak pusat antar tiang (m)

6. Daya dukung yang diijinkan

$$P_{\text{ijin tanah}} = R_a = \frac{R_u}{n} \times E_g \quad (2.28)$$

Dimana:  $n$  = faktor keamanan,

Untuk beban tetap,  $n = 3$  dan untuk beban

sementara,  $n = 2$

## 2.9.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Akibat Beban

Untuk perhitungan daya dukung pondasi beban terpusat dan momen didapat dari output program bantu analisa struktur.

1. Tentukan berapa beban terpusat dan momen terjadi  
Beban terpusat dan momen didapat dari output program bantu analisa struktur dengan kombinasi beban sementara.

## 2. Daya dukung akibat beban

$$P_{\text{akibat beban}} = \frac{V}{n} + \frac{M_1 \times y_i}{\sum y^2} + \frac{M_2 \times x_i}{\sum x^2} \quad (2.29)$$

Dimana:  $V$  = Gaya geser yang terjadi  
 $n$  = Jumlah tiang  
 $M_1$  = Momen searah sumbu  $x$   
 $M_2$  = Momen searah sumbu  $y$

## 3. Kontrol terhadap daya dukung ijin tanah

Kontrol daya dukung akibat beban terhadap daya dukung ijin tanah:

$$P_{\text{ijin tanah}} > P_{\text{akibat beban}} \quad (2.30)$$

### 2.9.3 Perencanaan Poer

## 1. Kontrol tebal minimum poer

Menurut SNI 2847:2013, tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (*footing*) diatas tiang pondasi,

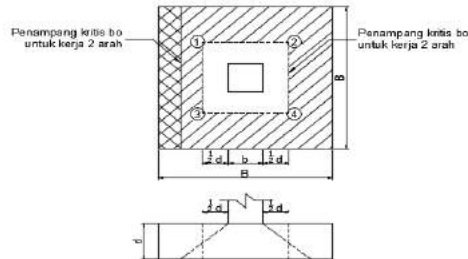
## 2. Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom

Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau dinding yang dipikulnya harus ditentukan menurut mana yang lebih menentukan dari 2 (dua) kondisi tinjauan, baik sebagai kerja balok lebar satu arah maupun sebagai kerja dua arah,

Dengan kerja balok lebar, pondasi dianggap sebagai balok lebar dengan penampang kritis pada lebar sepenuhnya. Biasanya kondisi ini jarang menentukan dalam desain. Kerja dua arah pada pondasi dimaksudkan untuk memeriksa kekuatan geser pons.

Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh  $0,5D$  dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 2.9 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.



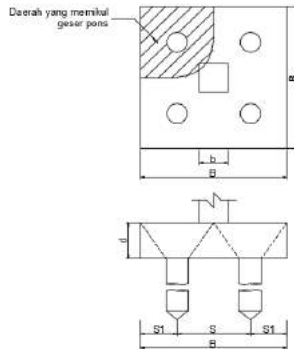


Gambar 2. 12 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom

- Kontrol geser  

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.31)$$
- Kontrol geser pons pada poer akibat beban aksial dari tiang pancang

Kekuatan geser pondasi di daerah sekitar tiang pancang yang dipikul harus ditentukan dengan kerja dua arah pada pelat pondasi. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh  $0,5D$  dari muka tiang pancang, yang mengelilingi tiang pancang yang dipikul oleh pelat pondasi. Untuk mencapai kondisi kerja balok dua arah, maka syarat jarak tiang pancang ke tepi harus lebih besari dari 1,5 kali diameter tiang pancang tersebut. Gambar 2.10 menjelaskan cara menentukan penampang kritis akibat aksial tiang pancang pada asumsi kerja dua arah.



Gambar 2. 13 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang

#### 2.9.4 Perencanaan Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen ultimit yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (2.32)$$

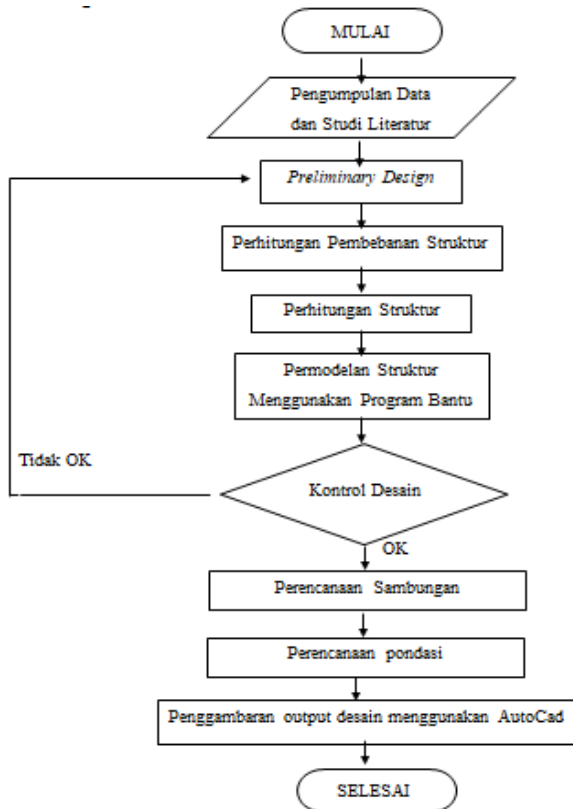
$$A_s = \rho \cdot b \cdot s \quad (2.33)$$

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Langkah-langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut



Gambar 3. 1 Diagram Alir Metedologi Penyelesaian  
Tugas Akhir

### 3.2 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Dari diagram alur di atas dapat dijelaskan metodologi yang dipakai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

#### 3.2.1 Pengumpulan Data

Mencari data umum bangunan dan data tanah Gedung Pusat Penelitian dan Pendidikan Dokter Gigi Universitas Brawijaya Malang.

Data umum bangunan:

1. Nama Gedung : Pusat Penelitian dan Pendidikan Dokter Gigi Universitas Brawijaya
2. Lokasi Gedung : Malang
3. Fungsi Gedung : Fasilitas Pendidikan
4. Jumlah Lantai : 9 lantai dan 1 lantai atap
5. Tinggi Gedung : 40,05m
6. Material Struktur :Beton bertulang dengan atap baja
7. Sistem Struktur : SRPMK

Adapun tugas akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya dengan penambahan lantai menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut:

1. Nama Gedung : Pusat Penelitian dan Pendidikan Dokter Gigi Universitas Brawijaya
2. Lokasi Gedung : Malang
3. Fungsi Gedung : Fasilitas Pendidikan
4. Jumlah Lantai : 13 lantai
5. Tinggi Gedung : 50,35 m
6. Material Struktur : Baja dan kolom Baja Komposit
7. Sistem Struktur : SRPMK dan SRBE

### 3.2.2 Studi Literatur

Melakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan topik Tugas Akhir mengenai perencanaan penambahan lantai dengan struktur baja menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentris. Peraturan dan literatur yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG) 1983,
2. SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung,
3. SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural,
4. ANSI/AISC 341-10, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*,
5. SNI 7860:2015 tentang Ketentuan Seismik Untuk Struktur Baja Bangunan Gedung,
6. Buku Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Agus Setiawan),
7. Jurnal-jurnal yang berkaitan dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE).

### 3.2.3 Preliminary Design

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan.

#### 3.2.3.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi:

1. Plat Lantai,
2. Tangga,
3. Balok Penumpu Lift

### 3.2.3.2 Perencanaan Struktur Primer

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi:

1. Dimensi Balok,
2. Dimensi Kolom,
3. Dimensi Bresing,
4. Perencanaan Panjang *Link*

### 3.2.4 Perhitungan Pembebanan Struktur

Pembebanan pada struktur ini menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983 untuk pembebanannya dan SNI 1726:2012 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung; untuk peraturan pembebanan gempanya”. Dimana beban-beban tersebut nantinya akan diimplementasikan pada permodelan gedung dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Dari hasil analisis struktur tersebut akan diperoleh gaya-gaya dalam yang dipikul dari tiap-tiap elemen struktur, apakah dapat memikul beban-beban yang bekerja atau tidak. Bila elemen struktur tidak kuat memikul beban yang bekerja, maka perlu dilakukan perubahan dimensi elemen, jika kuat maka lanjut pada pengontrolan elemen struktur. Perhitungan beban struktur ini meliputi antara lain:

- |                         |                  |
|-------------------------|------------------|
| 1. Beban Mati           | (SNI 1727 :2013) |
| 2. Beban Hidup          | (SNI 1727 :2013) |
| 3. Beban Angin          | (SNI 1727 :2013) |
| 4. Beban Gempa          | (SNI 1726: 2012) |
| 5. Kombinasi Pembebanan | (SNI 1726: 2012) |

### **3.2.5 Perhitungan Struktur**

#### **3.2.5.1 Perhitungan Struktur Utama**

Desain elemen struktur utama dikontrol berdasarkan SNI 1729:2015 agar dapat memikul gaya-gaya yang terjadi. Perencanaan elemen struktur primer ini meliputi:

##### **1. Kolom**

Pada perencanaan elemen kolom harus dilakukan pengecekan terhadap hal-hal sebagai berikut:

- **Kuat Rencana Kolom**

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan akibat beban terfaktor, harus memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1729:2015, Bab E.

- **Kontrol Tekuk Lokal**

Pengertian penampang kompak, tak kompak dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya yang ditentukan. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan struktur baja, maka batasan-batasannya harus sesuai dengan SNI 1729:2015, pasal B4.1.

- **Kontrol Tekuk Lateral**

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan. Batas-batas bentang pengekang lateral harus sesuai dengan SNI 1729:2015, pasal F2.2.

- **Kontrol Tahanan Geser**

Kuat geser nominal ditentukan oleh kondisi batas leleh/tekuk pada pelat badan. Pelat badan yang memikul gaya geser perlu harus memenuhi



$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.1)$$

dimana:  $V_u$  = Gaya geser perlu  
 $\phi$  = Faktor reduksi  
 $M_n$  = Kuat geser nominal pelat badan

Batas-batas kuat geser nominal pelat badan harus sesuai dengan SNI 1729:2015, pasal G2.

- Kekakuan Kolom

Rasio tebal terhadap lebar untuk elemen tekan komponen struktur yang menahan tekan aksial harus sesuai dengan SNI 1729:2015, Tabel B4.1a.

- Persamaan Interaksi Antara Gaya Normal Tekan dan Lentur

Interaksi lentur dan gaya tekan pada komponen struktur harus sesuai dengan SNI 1729:2015, pasal H1.

## 2. Balok

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor  $M_u$  harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.2)$$

dimana:  $M_u$  = Momen lentur terfaktor  
 $\phi$  = Faktor reduksi  
 $M_n$  = Kuat nominal dari momen lentur penampang

- Kontrol Tekuk Lokal

Pengertian penampang kompak, tak kompak dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya yang ditentukan. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan struktur baja, maka batasan-batasannya harus sesuai dengan SNI 1729:2015, Tabel B4.1b.

- Kontrol Tekuk Lateral

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan. Batas-batas bentang pengekang lateral harus sesuai dengan SNI 1729:2015, pasal F2.2.

- Kontrol Tahanan Geser

Kuat geser nominal ditentukan oleh kondisi batas leleh/tekuk pada pelat badan. Pelat badan yang memikul gaya geser perlu harus memenuhi

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.3)$$

dimana:  $V_u$  = Gaya geser perlu

$\phi$  = Faktor reduksi

$M_n$  = Kuat geser nominal pelat badan

Batas-batas kuat geser nominal pelat badan harus sesuai dengan SNI 1729:2015, pasal G2.

### 3. Bresing dan Balok diluar *link*

Kekuatan perlu dari bresing diagonal dan sambungan-sambungannya, balok-balok diluar elemen perangkai, dan kolom-kolom harus berdasarkan kombinasi beban dari peraturan bangunan gedung yang berlaku yang mencakup beban seismik teramplifikasi. Dalam penentuan beban seismik teramplifikasi, efek dari gaya horisontal yang mencakup kekuatan-lebih, harus diambil sebagai gaya yang disalurkan dalam komponen struktur dengan mengasumsikan gaya-gaya pada ujung-ujung dari elemen perangkai sesuai dengan kekuatan geser elemen perangkai yang disesuaikan. Kekuatan geser elemen perangkai yang disesuaikan harus diambil sebesar  $R_y$  kali kekuatan geser nominal elemen perangkai,  $V_n$ , dijelaskan dalam SNI 7860:2015 pasal F3.5b(2) dikalikan dengan

1,25 untuk elemen perangkai profil I dan 1,4 untuk elemen perangkai kotak.

Pengecualian:

- a) Efek dari gaya horisontal yang mencakup kekuatan-lebih, boleh diambil sebesar 0,88 kali gaya-gaya yang ditentukan di atas untuk desain komponen struktur:
  - Bagian-bagian dari balok-balok diluar elemen perangkai
  - Kolom dalam rangka dari tiga atau lebih tingkat bresing

#### 4. *Link*

*Link* adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan SNI 1729:2015 Tabel B4.1a. Persyaratan yang harus dipenuhi antara lain:

- Kuat geser pada *link* direncanakan berdasarkan SNI 7860:2015 Pasal F3.5b(2),
- Panjang *link* direncanakan berdasarkan SNI 7860:2015 Pasal F3.5b(3),

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara link dan bagian balok di luar link pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana,  $\Delta$ . Sudut Rotasi link direncanakan berdasarkan SNI 7860:2015 Pasal F3.4a.

### 3.2.6 Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu analisa struktur yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi.

### 3.2.7 Kontrol Desain

Kontrol desain merupakan hal yang penting dilakukan sebelum merencanakan struktur utama. Hasil analisa struktur dikontrol terhadap persyaratan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Kontrol yang dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Kontrol partisipasi massa
2. Kontrol *base shear*
3. Kontrol waktu getar alami fundamental
4. Kontrol simpangan antar lantai

### 3.2.8 Perhitungan Sambungan

Dalam perencanaan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul tidak menimbulkan pengaruh-pengaruh yang buuk bagi bagian struktur lain yang direncanakan. Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- Gaya-gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan
- Deformasi sambungan masih berada dalam batas kemampuan
- Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja

### 3.2.9 Penggambaran Output Desain

Menggambar hasil modifikasi perencanaan struktur menggunakan program bantu AutoCAD.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB IV**

### **HASIL DAN PEMBAHASAN**

#### **4.1 Perencanaan Elemen Struktur Sekunder**

Perencanaan Struktur Sekunder yang akan dibahas pada sub-bab ini meliputi : perencanaan pelat lantai, tangga dan balok penggantung lift. Dimensi Pada struktur sekunder ini dibuat typical.

##### **4.1.1 Perencanaan Struktur Pelat**

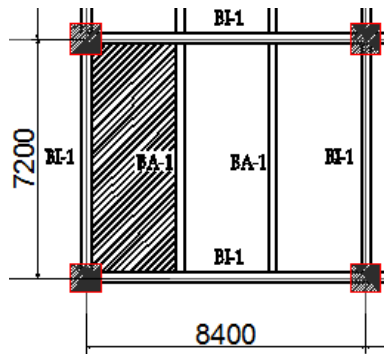
Perencanaan pelat lantai pada bangunan dibagi menjadi 5 bagian menurut fungsi ruangnya, yaitu :

1. Perencanaan Pelat Lantai Atap
2. Perencanaan Pelat Lantai Simulator
3. Perencanaan Pelat Lantai Kelas
4. Perencanaan Pelat Lantai Laboratorium
5. Perencanaan Pelat Lantai Kantor

Perencanaan pelat lantai pada gedung yang direncanakan, menggunakan Bondek dengan tabel perencanaan praktis dari Super Floor Deck dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Struktur lantai direncanakan tanpa menggunakan penyangga (*no props*) untuk bentang 1,75 – 2,5m, sedangkan untuk bentang 3 meter menggunakan penyangga.
- Tebal Bondek sendiri adalah 0.75 mm.
- Mutu Beton yang digunakan adalah  $f'_c$  25 MPa.
- Mutu Baja Tulangan U-48
- Tulangan menggunakan Wiremesh dari PT.Union Metal

#### 4.1.1.1 Perencanaan Pelat Atap



Gambar 4. 1 Pelat Atap

Beban Mati :

- Berat Aspal = 14 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat plafond + penggantung 11 + 7 = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat ducting dan plumbing = 19,53 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat spesi t=2 cm=2x21 = 42 kg/m<sup>2</sup> +
- 
- $q_{Dtotal} = 93,53 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- Lantai Atap  $q_L = 97,86 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q = q_D + q_L$   
 $= 93,53 + 97,86$   
 $= 191,39 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

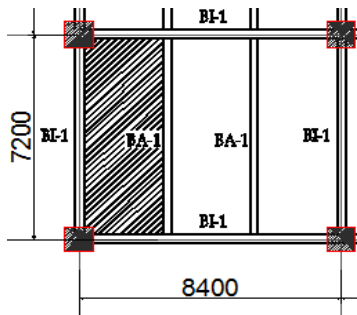
Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut :

- Bentang 3 m
- Beban berguna = 200 kg/m<sup>2</sup>
- Tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 2,51 cm<sup>2</sup>/m

Direncanakan tulangan sebagai berikut :

- Mutu tulangan U-48 =  $4800 \text{ kg/cm}^2$
- As Perlu U-50 = As perlu U-48 x  $\frac{\text{Teg. leleh U-48}}{\text{Teg. Leleh U-50}}$   
 $= 2,51 \text{ cm}^2/\text{m} \times \frac{4800 \text{ kg/cm}^2}{5000 \text{ kg/cm}^2}$   
 $= 2,410 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :  
Merk = UNION WIRE MESH  
Dimensi = M8-100  
Diameter = 8 mm  
Spasi = 100 mm  
Mutu = U-50  
As wiremesh =  $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Kontrol Tulangan negatif pelat atap  
As Perlu U-50  $\leq$  As wiremesh  
 $2,410 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Jadi dipasang tulangan *wiremesh* M8 – 100 ( $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

#### 4.1.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Simulator



Gambar 4. 2 Pelat Lantai simulator



Beban Mati :

- Berat plafon + penggantung  $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat ducting dan plumbing  $= 19.53 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik  $t=1 \text{ cm}=1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat spesi  $t=2 \text{ cm}=2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$  +
- 
- $q_{Dtotal} = 103.53 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- Lantai Koridor  $q_L = 488.28 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q = q_D + q_L$   
 $= 103.53 + 488.28$   
 $= 591.81 \text{ kg/m}^2 \approx 600 \text{ kg/m}^2$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan satu baris penyangga, didapatkan data-data sebagai berikut :

- Bentang 3 m
- Beban berguna =  $600 \text{ kg/m}^2$
- Tebal pelat 12 cm, dan tulangan negatif  $3,49 \text{ cm}^2/\text{m}$

Direncanakan tulangan sebagai berikut :

- Mutu tulangan U-48 =  $4800 \text{ kg/cm}^2$
- As Perlu U-50  $= \text{As perlu U-48} \times \frac{\text{Teg. leleh U-48}}{\text{Teg. Leleh U-50}}$   
 $= 3,49 \text{ cm}^2/\text{m} \times \frac{4800 \text{ kg/cm}^2}{5000 \text{ kg/cm}^2}$   
 $= 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :

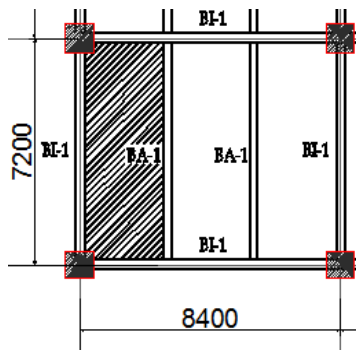
Merk = UNION WIRE MESH  
 Dimensi = M8-150  
 Diameter = 10 mm  
 Spasi = 150 mm

Mutu = U-50

As wiremesh =  $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Kontrol Tulangan negatif pelat atap  
 $\text{As Perlu U-50} \leq \text{As wiremesh}$   
 $3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Jadi dipasang tulangan *wiremesh* M10 –150 ( $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

#### 4.1.1.3 Perencanaan Pelat Lantai Kuliah



Gambar 4. 3 Pelat Lantai Kelas

Beban Mati :

- |  |                     |                        |                        |
|--|---------------------|------------------------|------------------------|
| - Berat plafon + penggantung 11 + 7          | = 18                | $\text{kg}/\text{m}^2$ |                        |
| - Berat ducting dan plumbing                 | = 19,53             | $\text{kg}/\text{m}^2$ |                        |
| - Berat keramik $t=1 \text{ cm}=1 \times 24$ | = 24                | $\text{kg}/\text{m}^2$ |                        |
| - Berat spesi $t=2 \text{ cm}=2 \times 21$   | = 42                | $\text{kg}/\text{m}^2$ | +                      |
|  | $q_{D\text{total}}$ | = 103,53               | $\text{kg}/\text{m}^2$ |

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- |                       |          |                        |
|-----------------------|----------|------------------------|
| - Lantai Kantor $q_L$ | = 195,72 | $\text{kg}/\text{m}^2$ |
|-----------------------|----------|------------------------|

Beban Berguna :

$$\begin{aligned}
 - Q &= q_D + q_L \\
 &= 103,53 + 195,72 \\
 &= 299,25 \text{ kg/m}^2 \approx 300 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan tabel perancangan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan satu baris penyangga, didapatkan data-data sebagai berikut :

- Bentang 3 m
- Beban berguna = 300 kg/m<sup>2</sup>
- Tebal pelat 12 cm, dan tulangan negatif 3,49 cm<sup>2</sup>/m

Direncanakan tulangan sebagai berikut :

- Mutu tulangan U-48 = 4800 kg/cm<sup>2</sup>
- As Perlu U-50 = As perlu U-48 x  $\frac{Teg. leleh U-48}{Teg. Leleh U-50}$   

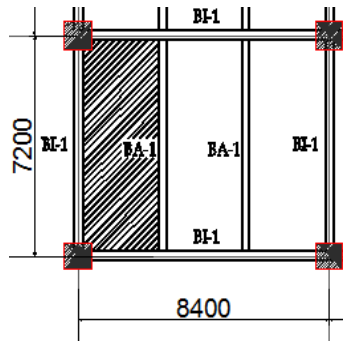
$$= 3,49 \text{ cm}^2/\text{m} \times \frac{4800 \text{ kg/cm}^2}{5000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 3,350 \text{ cm}^2/\text{m}$$
- Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :
 

Merk	= UNION WIRE MESH
Dimensi	= M8-150
Diameter	= 10 mm
Spasi	= 150 mm
Mutu	= U-50
As wiremesh	= 5,24 cm <sup>2</sup> /m
- Kontrol Tulangan negatif pelat atap
 

As Perlu U-50	≤	As wiremesh
3,350 cm <sup>2</sup> /m	≤	5,24 cm <sup>2</sup> /m
- Jadi dipasang tulangan *wiremesh* M10 –150 (5,24 cm<sup>2</sup>/m)

#### 4.1.1.4 Perencanaan Pelat Lantai Laboratorium



Gambar 4. 4 Pelat Lantai Kelas

Beban Mati :

- Berat plafon + penggantung  $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat ducting dan plumbing  $= 19.53 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik  $t=1 \text{ cm}=1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat spesi  $t=2 \text{ cm}=2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$  +
- 
- $q_{D\text{total}} = 103,53 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- Lantai Kelas  $q_L = 292,56 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q = q_D + q_L$   
 $= 103,53 + 292,56$   
 $= 396,09 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

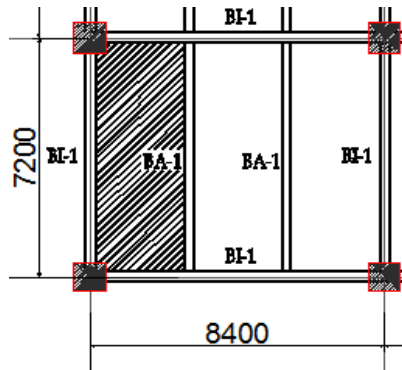
Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan satu baris penyangga, didapatkan data-data sebagai berikut :

- Bentang 3 m
- Beban berguna  $= 400 \text{ kg/m}^2$
- Tebal pelat 12 cm, dan tulangan negatif  $3,49 \text{ cm}^2/\text{m}$

Direncanakan tulangan sebagai berikut :

- Mutu tulangan U-48 =  $4800 \text{ kg/cm}^2$
- As Perlu U-50 = As perlu U-48 x  $\frac{\text{Teg. leleh U-48}}{\text{Teg. Leleh U-50}}$   
 $= 3,49 \text{ cm}^2/\text{m} \times \frac{4800 \text{ kg/cm}^2}{5000 \text{ kg/cm}^2}$   
 $= 3,350 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :  
 Merk = UNION WIRE MESH  
 Dimensi = M8-150  
 Diameter = 10 mm  
 Spasi = 150 mm  
 Mutu = U-50  
 As wiremesh =  $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Kontrol Tulangan negatif pelat atap  
 As Perlu U-50  $\leq$  As wiremesh  
 $3,350 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Jadi dipasang tulangan wiremesh M10–150 ( $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

#### 4.1.1.5 Perencanaan Pelat Lantai Kantor



Gambar 4. 5 Pelat Lantai Laboratorium

Beban Mati :

- Berat plafon + penggantung  $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat ducting dan plumbing  $= 19,53 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik  $t=1 \text{ cm}=1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat spesi  $t=2 \text{ cm}=2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$  +
- 
- $q_{D\text{total}} = 103,53 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- Lantai Lab  $q_L = 244,65 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q = q_D + q_L$   
 $= 103,53 + 244,65$   
 $= 348,18 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan satu baris penyangga, didapatkan data-data sebagai berikut :

- Bentang 3 m
- Beban berguna  $= 400 \text{ kg/m}^2$
- Tebal pelat 12 cm, dan tulangan negatif  $3,49 \text{ cm}^2/\text{m}$

Direncanakan tulangan sebagai berikut :

- Mutu tulangan U-48 =  $4800 \text{ kg/cm}^2$
- As Perlu U-50 = As perlu U-48 x  $\frac{\text{Teg. leleh U-48}}{\text{Teg. Leleh U-50}}$   
 $= 3,49 \text{ cm}^2/\text{m} \times \frac{4800 \text{ kg/cm}^2}{5000 \text{ kg/cm}^2}$   
 $= 3,350 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :  
 Merk = UNION WIRE MESH  
 Dimensi = M8-150  
 Diameter = 10 mm  
 Spasi = 150 mm  
 Mutu = U-50  
 As wiremesh =  $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Kontrol Tulangan negatif pelat atap  
 As Perlu U-50  $\leq$  As wiremesh  
 $3,350 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Jadi dipasang tulangan wiremesh M10–150 ( $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

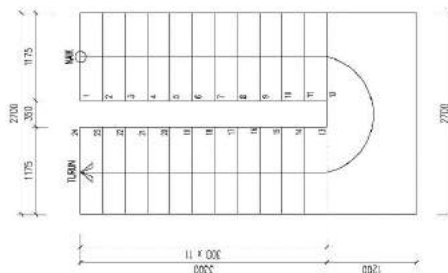
#### 4.1.2 Perencanaan Struktur Tangga dan Bordes

Pada struktur tangga dan bordes berikut direncanakan struktur komposit baja dan beton dengan menggunakan bondek. Perencanaan struktur tangga ini meliputi perencanaan pelat anak tangga, pelat bordes, balok utama tangga dan balok penumpu tangga

##### 4.1.2.1 Perencanaan Tangga

###### Data Perencanaan :

- Tinggi Antar Lantai (h)	=	420	cm
- Panjang Bordes	=	270	cm
- Tinggi Bordes	=	210	cm
- Lebar Bordes	=	120	cm
- Lebar Tangga	=	117,5	cm
- Tinggi Injakan (t)	=	17	cm
- Lebar Pegangan Tangga	=	35	cm
- Lebar Injakan (i)	=	30	cm
- Berat Jenis Baja	=	7850	kg/m <sup>3</sup>
- BJ 41			
Fy	=	250	MPa
Fu	=	410	MPa
E	=	200000	MPa



Gambar 4. 6 Denah Tangga



### Perencanaan Jumlah Injakan Tangga

Persyaratan Jumlah Injakan Tangga :

1.  $60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$
2.  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$

Maka perhitungannya adalah sebagai berikut :

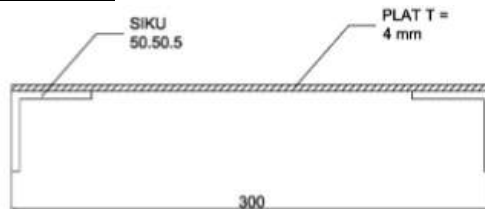
- Tinggi Injakan (t) = 18 cm
  - Jumlah Tanjakan =  $\frac{h/2}{t} = \frac{420/2}{17} = 12.35 \approx 12 \text{ Buah}$
  - Jumlah Injakan (n) = 12 Buah – 1 = 11 Buah
  - Panjang Tangga (x) = 330 cm
  - Kemiringan Tangga (a)
- $$a = \text{arc tg } \frac{h/2}{x} = \text{arc tg } \frac{420/2}{330} = 32,47^\circ$$

*Cek Persyaratan :*

1.  $60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$   
 $60 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 65 \text{ cm}$   
 $60 \text{ cm} \leq (64) \leq 65 \text{ cm} \dots \text{OK!}$
2.  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$   
 $25^\circ \leq 32,47^\circ \leq 40^\circ \dots \text{OK!}$

### **4.1.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga**

Data Perencanaan



*Gambar 4. 7 Pelat Anak Tangga*

- Tebal Pelat Pelat Tangga = 4 mm
- Berat Jenis Baja = 7850 kg/m<sup>3</sup>
- Mutu Baja BJ 41
  - $f_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/m}^2$
  - $f_u = 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/m}^2$

#### Perencanaan Pembebanan

##### Beban Mati qD

- Berat Pelat =  $0.004 \times 1,2 \times 7850 = 36,9 \text{ kg/m}$
- Alat Penyambung dll. (10%)  $= 3,69 \text{ kg/m}$  +
- $qD = 40,58 \text{ kg/m}$

##### Beban Hidup qL

- Beban Hidup Tangga

Merata (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

$$qL = 488,28 \text{ kg/m}^2 \times 1,175 = 573,73 \text{ kg/m}$$

Terpusat (SNI 1727:2013 pasal 4.5.4)

$$PL = 135,58 \text{ kg} = 135,58 \text{ kg}$$

$$q_{\text{Total}} = 40,58 \text{ kg/m} + 573,73 \text{ kg/m} = 614,31 \text{ kg/m}$$

#### Perhitungan $M_D$ dan $M_L$

- $M_D = 1/8 q_D L^2 = 1/8 \times 40,58 \times 0,30^2 = 0,457 \text{ kg.m}$
- $M_L = 1/8 q_L L^2 = 1/8 \times 573,73 \times 0,30^2 = 6,454 \text{ kg.m}$
- $M_L = 1/4 P_L L^2 = 1/4 \times 135,58 \times 0,30 = 10,168 \text{ kg.m (menentukan)}$

#### Perhitungan kombinasi pembebanan MU

$$M_U = 1,4 M_D = 1,4 \times 0,457 = 0,639 \text{ kgm}$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 \times 0,457 + 1,6 \times 10,168 = 16,817 \text{ kg.m (menentukan)}$$

Kontrol momen lentur

$$\begin{aligned}
 Z_x &= \frac{1}{4} b h^2 &= \frac{1}{4} \times 117,5 \times 0,40^2 = 4,7 \text{ cm}^3 \\
 \phi M_n &= \phi Z_x \times f_y &= 0,9 \times 4,7 \times 2500 \\
 & &= 10575 \text{ kg.cm} = 105,75 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat : } \phi M_n &> M_u \\
 105,75 \text{ kg.m} &> 16,817 \text{ kg.m (OK)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}
 f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0,125 \\
 I_x &= \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 117,5 \times 0,4^3 = 0,627 \text{ cm}^4 \\
 f^o &= \frac{5 \cdot q_{total} \cdot L^4}{384 \cdot E I_x} = \frac{5 \cdot 6,143 \cdot 30^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,627} = 0,0517
 \end{aligned}$$

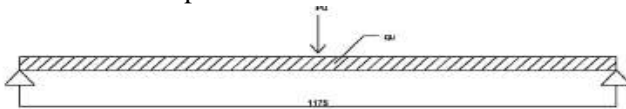
$$f^o < f_{ijin} \Rightarrow 0,0517 < 0,125 \text{ cm (OK)}$$

**4.1.2.3 Perencanaan Pengaku Anak Tangga**

Direncanakan menggunakan profil siku 50 x 50 x 5 dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 b &= 50 \text{ mm} & I_x &= 11 \text{ cm}^4 & i_y &= 1,51 \text{ cm} \\
 t_w &= 5 \text{ mm} & I_y &= 11 \text{ cm}^4 & i_x &= 1,51 \text{ cm} \\
 W &= 3,77 \text{ kg/m} & A &= 4,8 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Perencanaan pembebanan



Gambar 4. 8 Pembebanan Pengaku Anak Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = 0,15 \times 0,004 \times 7850 = 4,71 \text{ kg/m}$$

Berat baja siku 50 x 50 x 5

$$= 3,77 \text{ kg/m} +$$

$$= 8,48 \text{ kg/m}$$

Alat penyambung (10%)

$$= 0,85 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 9,328 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$q_L = 488,28 \times 0,15 = 73,24 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 135,58 \text{ kg}$$

Perhitungan  $M_D$  dan  $M_L$

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 9,33 \times 1,175^2 = 1,61 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$$

$$= 1/8 \times 73,24 \times 1,175^2 = 12,64 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/4 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat}$$

$$= 1/4 \times 135,58 \times 1,175 = 39,825 \text{ kg.m}$$

(menentukan)

$$V_u = 1,2 (1/2 \times q_D \times L) + 1,6 (1/2 \times P_L)$$

$$= 1,2 \left( \frac{1}{2} \times 9,328 \times 1,175 \right) + 1,6 \left( \frac{1}{2} \times 135,58 \right)$$

$$= 115,04 \text{ kg}$$

Perhitungan kombinasi pembebanan MU

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 1,61 + 1,6 \times 39,825 = 65,652 \text{ kg.m}$$

Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{tf} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 15,27$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

karena Penampang Kompak, Maka  $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$Z_x = (tf \times d) \frac{1}{2} d + (tf(b-tf)) \frac{1}{2} tw$$

$$= (0,5 \times 5) \frac{1}{2} .5 + (0,5(5-0,5)) \frac{1}{2} . 0,5$$

$$= 6,813 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi Z_x \cdot f_y \\
 &= 0,9 \cdot 6,813 \cdot 2500 \\
 &= 15328,1 \text{ Kg.cm} \\
 &= 153,281 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat : } \phi M_n &> M_u \\
 153,281 \text{ kg.m} &> 65,652 \text{ kg.m (OK)}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t} = \frac{(50-5)}{5} = 9 ; 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\text{Karena } \frac{bf}{tf} \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 9 \leq 69,57$$

Maka  $C_v = 1,00$  ; sehingga

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times 4,8 \times 1,00 \\
 &= 7200 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &\geq V_u \\
 \phi V_n &= 0,9 \times 7200 \\
 &= 6480 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, } \phi V_n &\geq V_u \\
 6480 \text{ kg} &\geq 115,04 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned}
 L &= 117,5 \text{ cm} \\
 f_{\text{maks}} &= \frac{L}{240} = \frac{117,5}{240} = 0,49 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Akibat beban mati merata

$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5 \cdot q l^4}{384 \cdot E I_x} \\
 &= \frac{5 \cdot 0,093 \cdot 117,5^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 11} \\
 &= 0,011
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup merata

$$\begin{aligned} f^o &= \frac{5 \cdot q l^4}{384 \cdot EI_x} \\ &= \frac{5 \cdot 0,732 \cdot 117,5^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 11} \\ &= 0,083 \end{aligned}$$

Jadi, Akibat beban hidup terpusat (menentukan)

$$\begin{aligned} f^o &= \frac{1 \cdot P l^3}{48 \cdot EI_x} \\ &= \frac{1 \cdot 135,58 \cdot 117,5^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 11} = 0,208 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= \sqrt{f x^2 + f y^2} \\ &= \sqrt{0,011^2 + 0,208^2} \\ &= 0,219 \end{aligned}$$

Maka,  $f < f_{ijin} \rightarrow 0,219 < 0,49$  (OK)

#### 4.1.2.4 Perencanaan Pelat Bordes

##### Data Perencanaan

Tebal pelat bordes = 7 mm  
 Berat jenis baja = 7850 kg/m<sup>3</sup>  
 Mutu baja BJ 41  $\rightarrow f_y$  = 2500 kg/m<sup>2</sup>

##### Perencanaan pembebanan pelat bordes

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,007 \times (1,2/2) \times 7850 = 32,97 \text{ kg/m} \\ \text{Alat penyambung (10\%)} &= \underline{3,297 \text{ kg/m}} + \\ q_D &= 36,267 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\begin{aligned} q_L &= 488,28 \text{ kg/m}^2 \times (1,2/2) \text{ m} = 292,97 \text{ kg/m} \\ q_{\text{TOTAL}} &= 36,267 + 292,97 = 329,235 \text{ kg/m} \\ PL &= 135,88 \text{ kg} \end{aligned}$$

Perhitungan  $M_D$  dan  $M_L$ 

$$\begin{aligned}
 M_D &= 1/8 \times q_D \times l^2 \\
 &= 1/8 \times 36,267 \times (1,2)^2 \\
 &= 6,53 \text{ kg.m} \\
 M_L &= 1/8 \times q_L \times l^2 \\
 &= 1/8 \times 292,97 \times (1,2)^2 \\
 &= 52,734 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan  $M_U$ 

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\
 &= 1,2 \times 6,53 + 1,6 \times 52,734 \\
 &= 92,211 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol momen lentur

$$\begin{aligned}
 Z_x &= \frac{1}{4} b h^2 = \frac{1}{4} \times 120 \times 0,7^2 \\
 &= 14,7 \text{ cm}^3 \\
 M_n &= Z_x \times f_y \\
 &= 14,7 \times 2500 \\
 &= 36750 \text{ kg.cm} \\
 &= 367,50 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\
 \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 367,50 \\
 &= 330,75 \text{ kg.m} \geq 92,211 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}
 \end{aligned}$$

Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 L &= 60 \text{ cm} \\
 f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{60}{240} = 0,25 \text{ cm} \\
 I_x &= \frac{1}{12} b h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 120 \times 0,7^3 \\
 &= 3,43 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Akibat beban mati merata

$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5 \cdot q_{total} \cdot l^4}{384 \cdot EI_x} \\
 &= \frac{5 \cdot 3,292 \cdot 60^4}{384 \cdot 2.10^6 \cdot 3,43} \\
 &= 0,081
 \end{aligned}$$

Maka,  $f < f_{ijin} \rightarrow 0,081 < 0,25$  (OK)

#### 4.1.2.5 Perencanaan Balok Pengaku Pelat Bordes

Direncanakan memakai profil WF 100 x 50 x 5 x 7

$$\begin{array}{llll}
 d &= 100 \text{ mm} & t_f &= 7 \text{ mm} & r &= 8 \text{ mm} \\
 b &= 50 \text{ mm} & Z_x &= 41,8 \text{ cm}^3 & I_x &= 187 \text{ cm}^4 \\
 t_w &= 5 \text{ mm} & W &= 9.3 \text{ kg/m} & h &= 70 \text{ mm}
 \end{array}$$

Perencanaan pembebanan balok penumpu pelat bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,007 \times (1,2/2) \times 7850 = 32,97 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat profil} &= 9,3 \text{ kg/m} + \\
 &= 42,27 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sambungan dan lain-lain 10\%} &= 4,227 \text{ kg/m} + \\
 q_D &= 46,497 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\text{Total beban hidup } (q_L) = (1,2/2) \times 488,28 = 292,968 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 V_D &= \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 46,497 \times 1,175 \\
 &= 27,317 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_D &= \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 46,497 \times (1,175)^2 \\
 &= 8,024 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_L &= \frac{1}{2} \times q_L \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 292,968 \times 1,175 \\
 &= 172,118 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_L &= \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 292,968 \times (1,175)^2 \\
 &= 50,560 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$



Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned}
 V_U &= 1.2V_D + 1.6V_L \\
 &= 1.2 (27,317) + 1.6 (172,12) \\
 &= 308,17 \text{ kg} \\
 M_U &= 1.2 M_D + 1.6 M_L \\
 &= 1.2 (8,024) + 1.6 (50,560) \\
 &= 90,525 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,57$$

$$\lambda_{pf} = 0,54 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 15,27$$

$$\frac{b}{2t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$ 

$$M_n = M_p = Z_x f_y$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= 41,8 \times 2500 \\
 &= 104500 \text{ kg.cm} \\
 &= 1045 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned}
 \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 1045 \\
 &= 940,5 \text{ kg.m} \geq 90,525 \text{ kg.m (OK)}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{70}{5} = 14 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$$

kondisi geser plastis

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 17,9 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 24165 \text{ kg}$$

$$\text{maka, } V_u = 308,17 \text{ kg} \leq \phi V_n = 24165 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol Lendutan

$$L = 117,5 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{117,5}{240} = 0,49 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^o &= \frac{5 \cdot q_{total} \cdot l^4}{384 \cdot E I_x} \\ &= \frac{5 \cdot 3,395 \cdot 117,5^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 187} \\ &= 0,023 \end{aligned}$$

$$\text{Maka, } f < f_{ijin} \rightarrow 0,023 < 0,49 \text{ (OK)}$$

#### 4.1.2.6 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata yang berasal dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 150 x 6 x 9, dengan spesifikasi sebagai berikut:

d	= 194 mm	ix	= 8,3 cm
bf	= 150 mm	iy	= 3,61 cm
tf	= 9 mm	Zx	= 296,2 cm <sup>3</sup>
tw	= 6 mm	Zy	= 102,8 cm <sup>3</sup>
A	= 56,24 cm <sup>2</sup>	Sx	= 277 cm <sup>3</sup>
q	= 44,1 kg/m	Sy	= 67,6 cm <sup>3</sup>
Ix	= 2690 cm <sup>4</sup>	r	= 13 cm
Iy	= 507 cm <sup>4</sup>	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 150 mm

#### Perencanaan Pembebanan Anak Tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\text{Berat pelat } 0,004 \times (1,2 \times 0,5) \times 7850 = 18,84 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil siku} = 12,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil balok} = 30,6 \text{ kg/m} +$$

---


$$= 61,94 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat alat penyambung } 10\% = 6,194 \text{ kg/m} +$$

---


$$q_{D1} = 68,134 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$q_{L1} = 488,4 \times 0,588$$

$$= 286,863 \text{ kg/m}$$

$$q_{U1} = 1,2 q_D + 1,6 q_L$$

$$= 1,2 \times 67,655 + 1,6 \times 286,863$$

$$= 540,17 \text{ kg/m}$$

### Perencanaan Pembebanan Balok Bordes

Beban mati (balok bordes)

$$\text{Berat pelat } 0,007 \times (1,2 \times 0,5) \times 7850 = 32,97 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat balok bordes} = 4,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil balok} = 30,6 \text{ kg/m} +$$

$$= 68,17 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat alat penyambung } 10\% = 6,817 \text{ kg/m} +$$

$$q_{D1} = 74,987 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$q_{L1} = 488,4 \times 0,588$$

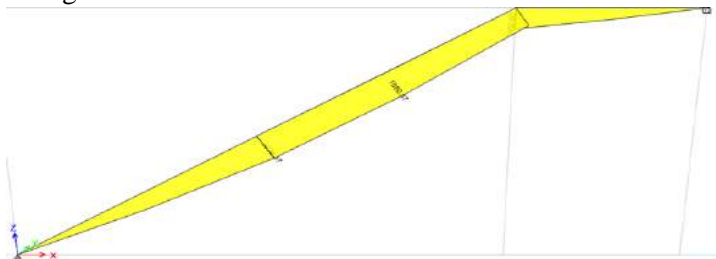
$$= 286,863 \text{ kg/m}$$

$$q_{U1} = 1,2 q_D + 1,6 q_L$$

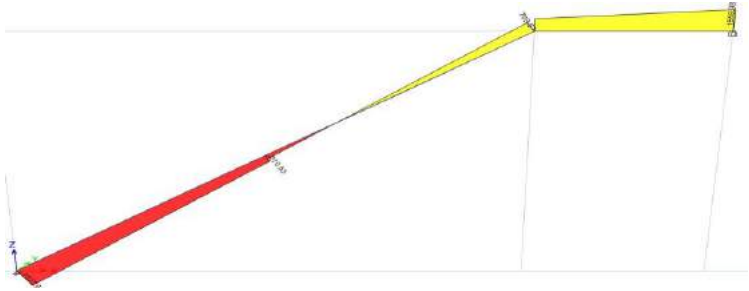
$$= 1,2 \times 74,987 + 1,6 \times 286,863$$

$$= 548,965 \text{ kg/m}$$

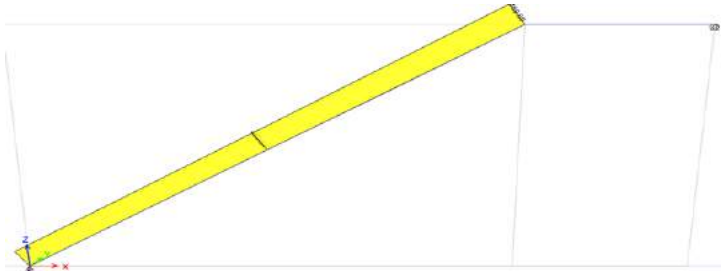
Dengan program Bantu SAP 2000 Didapat Gaya Dalam  
Sebagai Berikut :



$$Mu = 1980,87 \text{ kgm}$$



$$V_u = 1527,6 \text{ kg}$$



$$N_u = 489,69 \text{ kg}$$

### Kontrol Penampang

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150}{6} = 25$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8,33$$

$$\lambda_{pf} = 0,54 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 15,27$$

$$\frac{b}{2t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x f_y$$

$$\begin{aligned} M_p &= 296,21 \times 2500 \\ &= 740535 \text{ kg.cm} \\ &= 7405,35 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 7405,35 \\ &= 6664,82 \text{ kg.m} \geq 1980,87 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

#### Kontrol Penampang terhadap tekuk lateral

$$\begin{aligned} L_b &= \sqrt{30^2 + 17,5^2} = 34,731 \text{ cm} \\ &\text{(pengaku anak tangga)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \cdot 3,61 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \\ &= 179,71 \text{ cm} \end{aligned}$$

$L_b < L_p \rightarrow$  bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = 296,21 \times 2500 = 740535 \text{ kg.cm} = 7405,35 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 7405,35 \\ &= 6664,82 \text{ kg.m} \geq 1981,54 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

#### Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{150}{6} = 25 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2.10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$$

kondisi geser plastis

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 39,01 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 52663,5 \text{ kg}$$

$$\text{maka, } V_u = 1527,02 \text{ kg} \leq \phi V_n = 52663,5 \text{ kg (OK)}$$

### Kontrol Lendutan

$$L = \sqrt{3,3^2 + 2,1^2} = 3,912 \text{ m} + 1,2 \text{ m} = 5,11 \text{ m} \\ = 511 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{511}{240} = 2,13 \text{ cm}$$



Object ID			
Tower and Story	Label	Unique Name	
Story1	2	4	

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, in	0.003368	0.000000	-0.005290
Rotation, rad	0.000000	0.001505	0.000000
Drift	N/A	N/A	

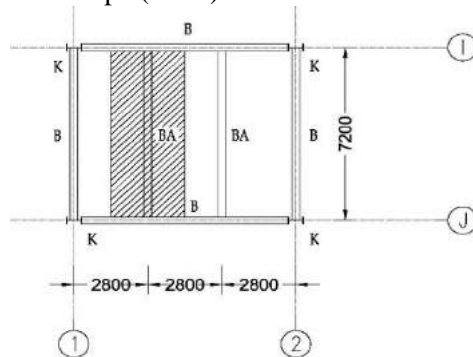
$$\text{Maka, } f < f_{ijin} \rightarrow 0,528 < 2,13 \text{ (OK)}$$

### 4.1.3 Perencanaan Balok Anak

#### 4.1.3.1 Perencanaan Balok Anak Atap

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 350 x 175 x 11 x 7, dengan data- data sebagai berikut:

$d$	$= 350 \text{ mm}$	$i_x$	$= 14,7 \text{ cm}$
$bf$	$= 175 \text{ mm}$	$i_y$	$= 3,95 \text{ cm}$
$tf$	$= 11 \text{ mm}$	$Z_x$	$= 840,8 \text{ cm}^3$
$tw$	$= 7 \text{ mm}$	$Z_y$	$= 168,5 \text{ cm}^3$
$A$	$= 63,14 \text{ cm}^2$	$S_x$	$= 775 \text{ cm}^3$
$W$	$= 49,6 \text{ kg/m}$	$S_y$	$= 112 \text{ cm}^3$
$I_x$	$= 13600 \text{ cm}^4$	$r$	$= 14 \text{ mm}$
$I_y$	$= 984 \text{ cm}^4$	$h$	$= d - 2(tf+r)$
$F_y$	$= 250 \text{ Mpa (BJ41)}$		$= 300 \text{ mm}$



Gambar 4. 9 Denah Balok Lantai Atap

#### Beban- Beban Yang Bekerja

Beban Mati :

- Beban Plat Lantai	$= 93,53 \text{ kg/m}^2$
- Berat Bondek	$= 10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat Beton $0,09 \times \frac{2400 \text{ kg/m}^3}{q_{D1}}$	$= \frac{216 \text{ kg/m}^2}{q_{D1}} +$
	$= 319,63 \text{ kg/m}^2$



Beban Mati Merata :

$$\begin{aligned}
 - q_{D1} &= 319,63 \times 2,8 \text{ m} &= 894,964 \text{ kg/m} \\
 - \text{Berat Profil} &&= 49,6 \text{ kg/m} \\
 q_{D\text{total}} &&= 944,564 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

$$q_L = 2,8 \text{ m} \times 97,86 \text{ kg/m}^2 = 274,01 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor :

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \text{ (menentukan)} \\
 &= 1,2 \cdot 944,564 + 1,6 \cdot 274,01 = 1571,9 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

- Momen:

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2 &= \frac{1}{8} \cdot 1571,9 \cdot 7,2^2 \\
 &&= 10185,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Gaya Geser:

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L &= \frac{1}{2} \cdot 1571,9 \cdot 7,2 \\
 &&= 5658,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

1. Kontrol Penampang (SNI 1729:2015 tabel B4.1) :

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{350}{7} = 50$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{175}{2 \times 922} = 7,954$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

2. Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lokal (SNI 1729:2015 Pasal F2.1):

- Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x \cdot f_y \\ &= 841 \times 2500 \\ &= 2102118 \text{ kg. cm} = 21021,2 \text{ kg. m} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain (SNI 1729:2015 Pasal B3-1):

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 10185,8 &< 0,9 \times 21021,2 \text{ kg.m (memenuhi)} \\ 10185,8 &< 18919,058 \end{aligned}$$

3. Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lateral :

Panjang tak terkekang adalah jarak antar *shear conector* sesuai tabel perencanaan bondex sehingga  $L_b = 60 \text{ cm}$ .

Jarak penahan lateral ( $L_b$ ) = 60 cm

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \cdot 3,95 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \\ &= 196,63 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kondisi Balok plastis termasuk dalam bentang pendek  $L_b < L_p$  dengan  $M_n$  :

$$M_n = M_p$$

$$M_n = 21021,18 \text{ kg. m}$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 21021,18 \text{ kg. m}$$

Kuat lentur balok ditentukan oleh kondisi leleh.

Maka *demand capacity ratio* balok adalah :

$$R = \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1,0$$

$$= \frac{10279,9}{18919,058} = 0,543 \leq 1,0 \rightarrow \text{Oke}$$

4. Kontrol Kuat Geser (SNI 1729:2015 pasal G2):

$$V_n = 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} ; C_v = 1,0$$

$$\frac{300}{7} = 42,9 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \text{ Kondisi geser}$$

plastis

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 24,5 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 33075 \text{ kg}$$

$$V_u = 5658,8 \text{ kg} \leq \phi V_n = 33075 \text{ kg} \rightarrow \text{Oke}$$

5. Kontrol Lendutan :

$$\begin{aligned} \bullet f_{\text{maks}} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 E I} \\ &= \frac{5 \cdot 12,1857 \cdot 720^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 13600} \\ &= 1.57 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\bullet f = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2 \text{ cm}$$

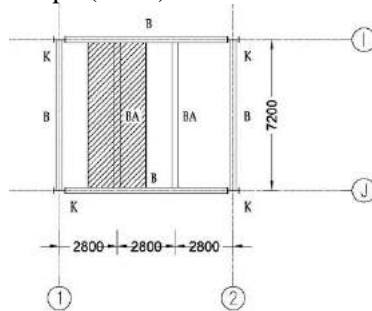
$$f_{\text{maks}} < f \rightarrow \text{Ok}$$

Profil WF 350 x 175 x 11 x 7 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai atap”

#### 4.1.3.2 Perencanaan Balok Anak Lantai

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 12 x 8, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 400 mm	ix	= 16,8 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,54 cm
tf	= 12 mm	Zx	= 1214 cm <sup>3</sup>
tw	= 8 mm	Zy	= 240 cm <sup>3</sup>
A	= 84,1 cm <sup>2</sup>	Sx	= 1190 cm <sup>3</sup>
W	= 66 kg/m	Sy	= 174 cm <sup>3</sup>
Ix	= 23700 cm <sup>4</sup>	r	= 16 mm
Iy	= 1740 cm <sup>4</sup>	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ41)		= 344 mm



Gambar 4. 10 Denah Balok Lantai Lab

#### Beban- Beban Yang Bekerja

Beban Mati :

- Beban Plat Lantai	= 103,53 kg/m <sup>2</sup>
- Berat Bondek	= 10,1 kg/m <sup>2</sup>
- Berat Beton 0,1 x 2400 kg/m <sup>3</sup>	= 288 kg/m <sup>2</sup> +
$q_{D1}$	= 401,63 kg/m <sup>2</sup>

Beban Mati Merata :

- $q_{D1} = 401,63 \times 2,8 \text{ m}$	= 1124,564 kg/m
- Berat Profil	= 66 kg/m +
$q_{Dtotal}$	= 1190,564 kg/m

Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

$$q_L = 2,8 \text{ m} \times 292,56 \text{ kg/m}^2 = 819,16 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor :

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \text{ (menentukan)} \\ &= 1,2 \cdot 1190,564 + 1,6 \cdot 819,16 = 2739,3 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

- Momen:

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 2739,3 \cdot 7,2^2 \\ &= 17750,9 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Gaya Geser:

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 2739,3 \cdot 7,2 \\ &= 9861,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

1. Kontrol Penampang (SNI 1729:2015 tabel B4.1) :

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400}{8} = 50$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{24} = 8,333$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

2. Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lokal (SNI 1729:2015 Pasal F2.1):

- Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x f_y \\ &= 1214 \times 2500 \\ &= 3034880 \text{ kg. cm} = 30348,8 \text{ kg. m} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain (SNI 1729:2015 Pasal B3-1):

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 17750,9 &< 0,9 \times 30348,8 \text{ kg.m} \\ 17750,9 &< 27313,92 \text{ kg.m (memenuhi)} \end{aligned}$$

3. Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lateral :

Panjang tak terkekang adalah jarak antar *shear connector* sesuai tabel perencanaan bondex sehingga  $L_b = 60 \text{ cm}$ .

Jarak penahan lateral ( $L_b$ ) = 60 cm

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \cdot 4,54 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \\ &= 226 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kondisi Balok plastis termasuk dalam bentang pendek

$L_b < L_p$  dengan  $M_n$  :

$$M_n = M_p$$

$$M_n = 30348,8 \text{ kg. m}$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 30348,8 \text{ kg. m}$$

Kuat lentur balok ditentukan oleh kondisi leleh.

Maka *demand capacity ratio* balok adalah :

$$\begin{aligned} R &= \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1,0 \\ &= \frac{14850}{27313,92} = 0,54 \leq 1,0 \rightarrow \text{Oke} \end{aligned}$$

## 4. Kontrol Kuat Geser (SNI 1729:2015 pasal G2):

$$V_n = 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{344}{8} = 43 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \text{ Kondisi geser plastis}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 32 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 43200 \text{ kg}$$

$$V_u = 9861,6 \text{ kg} \leq \phi V_n = 43200 \text{ kg} \rightarrow \text{Oke}$$

## 5. Kontrol Lendutan :

$$\begin{aligned} \bullet f_{\text{maks}} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 E I} \\ &= \frac{5 \cdot 20,097 \cdot 720^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 23700} \\ &= 1,48 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet f &= \frac{L}{360} \\ &= \frac{720}{360} \\ &= 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

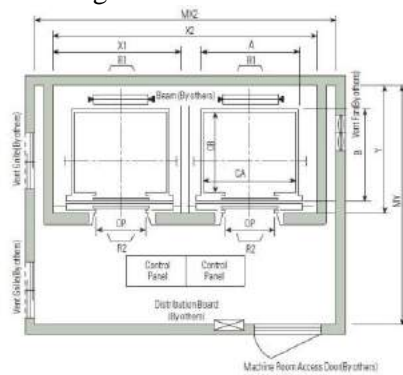
$$f_{\text{maks}} < f \rightarrow \text{Ok}$$

Profil WF 400 x 200 x 12 x 8 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai

#### 4.1.4 Perencanaan Balok *Lift*

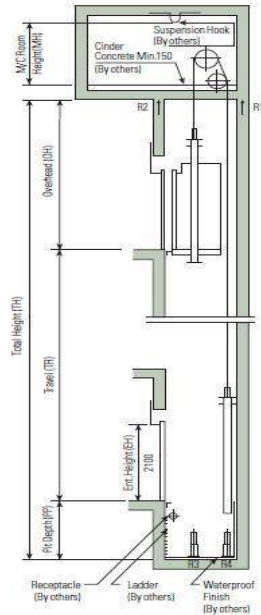
Pada perencanaan balok *lift* meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 24 Orang /1600 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 1 Car : 2550 x 2450 mm<sup>2</sup>
- Dimensi sangkar (*Car size*)
  - Internal : 2000 x 1750 mm<sup>2</sup>
  - Eksternal : 2100 x 1920 mm<sup>2</sup>
- Dimensi ruang mesin (1 Car): 2900 x 4300 mm<sup>2</sup>
- Beban reaksi ruang mesin :
  - $R_1 = 8500 \text{ kg}$
  - $R_2 = 6800 \text{ kg}$



Gambar 4. 11 Denah Lift





Gambar 4. 12 Potongan Melintang Lift

Balok *lift* direncanakan menggunakan profil WF 250 × 250 × 9 × 14 (BJ 41) dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 W &= 72,4 \text{ kg/m} & b_f &= 250 \text{ mm} & h_w &= 250 - 2(14 + 16) \\
 A &= 92,2 \text{ cm}^2 & r &= 16 \text{ mm} & &= 190 \text{ mm} \\
 t_w &= 9 \text{ mm} & Z_x &= 937 \text{ cm}^3 & i_y &= 6,29 \text{ cm} \\
 t_f &= 14 \text{ mm} & I_x &= 10800 \text{ cm}^4 & & \\
 d &= 250 \text{ mm} & I_y &= 3650 \text{ cm}^4 & &
 \end{aligned}$$

a. Pembebanan pada balok penumpu lift

- Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat profil balok penggantung lift} &= 72,4 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan, dll(10\%)} &= \underline{7,24 \text{ kg/m}} + \\
 q_D &= 79,64 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban merata ultimate

$$q_U = 1.4 q_D$$

$$= 1.4 (79,64) = 111,496 \text{ kg/m}$$

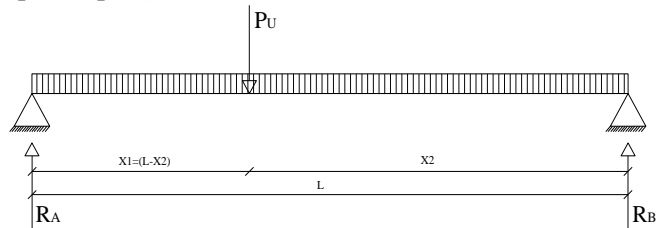
- Beban terpusat lift

Pada pasal 4.6 Impact Load SNI 1727:2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-*driven*, Semua persentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.

$$R_A = R_1. KLL = 8500 \times (1 + 50\%) = 12750 \text{ kg}$$

$$R_B = R_2. KLL = 6800 \times (1 + 50\%) = 10200 \text{ kg}$$

- b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpang lift



Gambar 4. 13 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift

$$\sum M_A = 0$$

$$-R_B \cdot L + P_U \cdot X_1 = 0$$

$$10200 \cdot 2,85 = P_U \cdot X_1$$

$$P_U = \frac{29070}{X_1} \dots\dots\dots \text{persamaan 1}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot L - P_U \cdot (L - X_1) = 0$$

$$12750 \cdot 2,85 - \frac{29070}{X_1} (2,85 - X_1) = 0$$

$$\begin{aligned}
 36337,5 - \frac{82849,5}{X_1} - 29070 &= 0 \\
 \frac{82849,5}{X_1} &= 65407,5 \\
 X_1 &= 1,267 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_2 &= L - X_1 \\
 &= 2,85 \text{ m} - 1,267 \text{ m} \\
 &= 1,58 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u &= \frac{29070}{X_1} \\
 &= \frac{29070}{1,267} \\
 &= 22950 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Momen Maksimum

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{P_u \cdot X_1 \cdot X_2}{L} + \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2 \\
 &= \frac{22950 \cdot 1,267 \cdot 1,58}{2,85} + \frac{1}{8} \cdot 111,496 \cdot 2,85^2 \\
 &= 13 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Gaya Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= R_A + \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L \\
 &= 12750 + \frac{1}{2} \cdot 111,496 \cdot 2,85 \\
 &= 12909 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{190}{9} = 21,111$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{250}{2 \times 14} = 8,929$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 937 \\ &= 2342223 \text{ kgcm} \\ &= 23422,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral ( $L_b = 285 \text{ cm}$ ).

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \cdot 6,29 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \\ &= 313,12 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kondisi Balok termasuk dalam bentang pendek  $L_b < L_p$

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 937 \\ &= 2342223 \text{ kgcm} \\ &= 23422,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0.9 \times 23422,2 \\ &= 21080,003 \text{ kgm} > 13033.2 \text{ kgm} \dots \textbf{OK !} \end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6f_y \cdot A_w \cdot C_v \\ \frac{h}{t_w} &\leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad ; C_v = 1,0 \end{aligned}$$

$$\frac{190}{9} = 21,11 < 260 \rightarrow Kv = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \text{ Geser plastis}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 92,2 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 124443 \text{ kg}$$

$$V_u = 12908,9 \text{ kg} \leq \phi V_n = 124443 \text{ kg} \rightarrow \text{Oke}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 285 \text{ cm}$$

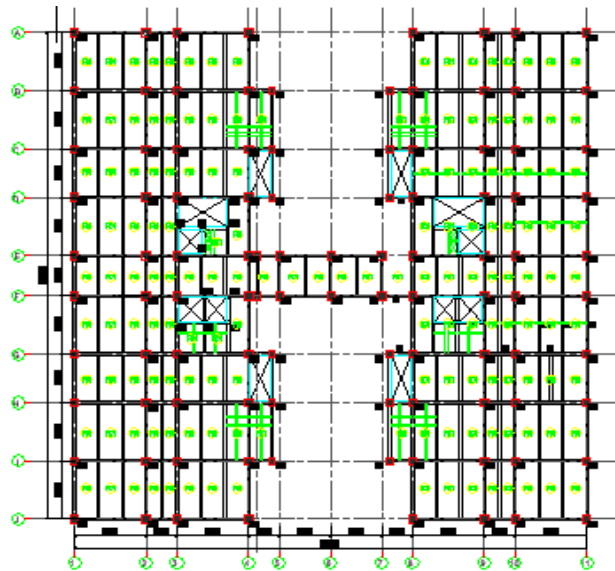
$$\begin{aligned} f_{ijin} &= \frac{L}{\frac{360}{285}} \\ &= \frac{285}{360} \\ &= 0,792 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI} \\ &= \frac{5 \cdot (160,166) \cdot 10^{-2} \cdot 285^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 10800} \\ &= 0,64 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{ijin} \geq f \text{ .....OK}$$

## 4.2 Permodelan Struktur

Permodelan Struktur pada tugas akhir ini menggunakan Sistem Rangka Bresing Ekstenterik (SRBE). Struktur rangka bresing eksentrik berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan Dental gigi UB yang terdiri dari 13 Lantai dengan Atap Pelat Dak Beton. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut :



*Gambar 4. 14 Denah Bangunan*

Permodelan struktur gedung pusat penelitian dan pendidikan dokter gigi UB dilakukan menggunakan program bantu SAP 2000 v14. Program ini akan membantu dalam permodelan gedung dengan kondisi yang nyata dan beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mendesain apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI-1726-2012 (Gempa), SNI-1729:2015 dan SNI 03-1729-2002 (Baja).

#### 4.2.1 Data Material

Data material pada SAP 2000v19 adalah data material dari elemen struktur baja dan beton yang akan di inputkan kedalam permodelan SAP2000v19. Data Material yang diinput berupa kuat tekan, kuat leleh, kuat tarik, dan Modulus Penampang dari material tersebut. Salah satu proseses menginput data material pada SAP2000v19 dapat dilihat pada Gambar

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000v19. The left window is for 'Steel' material, and the right window is for 'Concrete' material.

**Left Window (Steel):**

- General Data:** Material Name and Display Color: S460, Material Type: Steel, Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 7.85E-05, Mass per Unit Volume: 7.849E-05, Units: N, mm, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 210000, Poisson's Ratio,  $\nu$ : 0.3, Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ : 1.17E-05, Shear Modulus, G: 81000
- Other Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress,  $F_y$ : 250, Minimum Tensile Stress,  $F_u$ : 410, Effective Yield Stress,  $F_{ye}$ : 375, Effective Tensile Stress,  $F_{te}$ : 410
- Switch To Advanced Property Display: ☐ (Buttons: OK, Cancel)

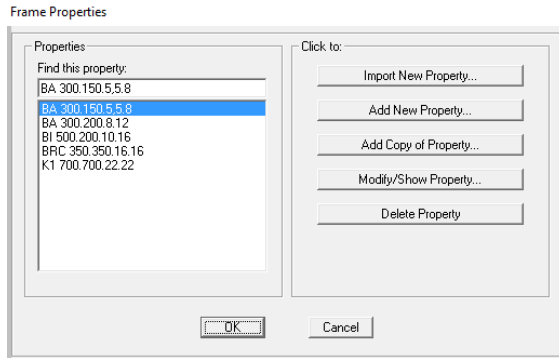
**Right Window (Concrete):**

- General Data:** Material Name and Display Color: C25, Material Type: Concrete, Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 24000, Mass per Unit Volume: 2.40E-05, Units: N, mm, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 28000, Poisson's Ratio,  $\nu$ : 0.2, Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ : 9.90E-06, Shear Modulus, G: 9590.667
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : 25, Lightweight Concrete: ☐ (Buttons: OK, Cancel)

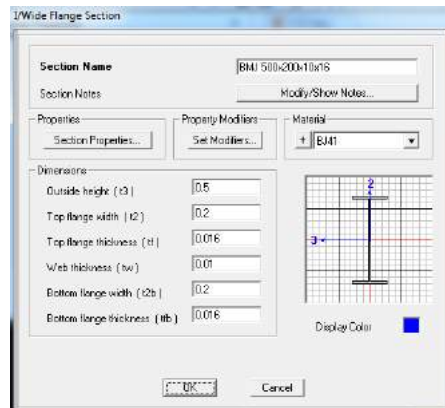
Gambar 4. 15 Input Data Material pada SAP2000v14

#### 4.2.2 Data Elemen Struktur

Data elemen struktur adalah data-data elemen struktur yang akan digunakan pada permodelan pada SAP2000v19, misalnya elemen kolom, balok, bressing dan link beam. Data elemen yang akan di input berupa dimensi dan material dari elemen. Proses menginput data-data elemen struktur dapat dilihat pada gambar berikut :



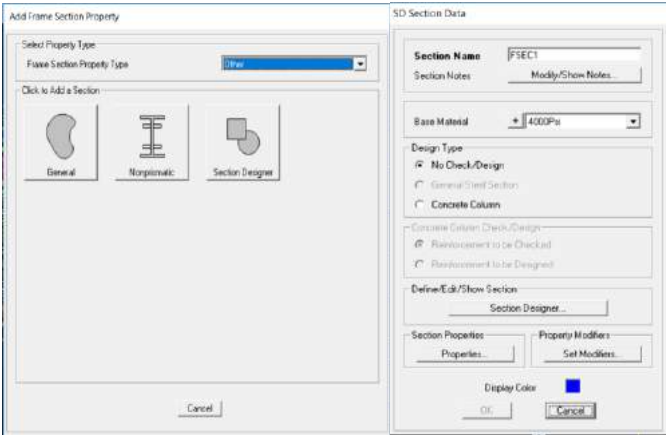
Gambar 4. 16 Input jenis elemen struktur pada SAP2000v19



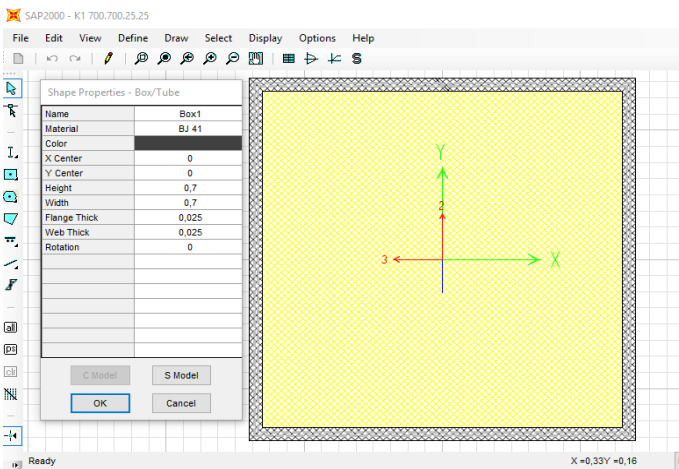
Gambar 4. 17 Input dimensi dlemen dan material pada SAP2000v19

Untuk menginput data elemen komposit seperti Kolom CFT (Concrete Filled Tube) dalam permodelan SAP 2000v19 memiliki tahapan yang berbeda. Dimensi Kolom CFT di input pada option section designer dengan proses input seperti pada Gambar dan elemen struktur balok pada Gambar





Gambar 4. 18 Option section designer untuk profil buatan pada SAP2000v19



Gambar 4. 19 Input dimensi kolom CFT pada SAP2000v19

### 4.2.3 Besaran Massa

Besaran massa elemen struktur (mass source) adalah massa struktur pada SAP 2000v14 yang digunakan pada perhitungan massa untuk analisa modal. Dalam peninjauan pembebanan gempa massa total struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban hidup yang dikalikan dengan faktor reduksi 0,5.

Define Mass Source

Mass Definition

☐ From Element and Additional Masses  
☒ From Loads  
☐ From Element and Additional Masses and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
LIVE	0.5
DEAD	1
LIVE	0.5

Add

Modify

Delete

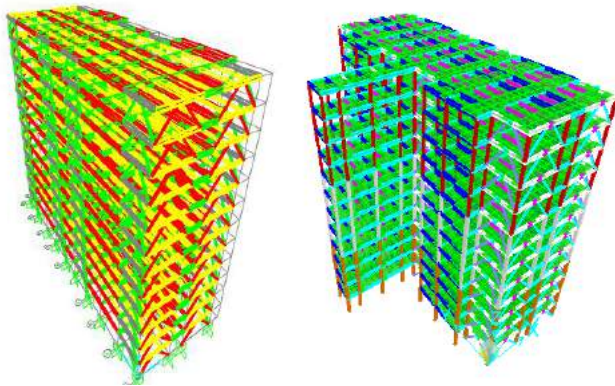
OK Cancel

Gambar 4. 20 Input mass source pada SAP2000v19

#### 4.2.4 Permodelan Struktur 3 Dimensi

Permodelan Struktur 3 Dimensi bertujuan agar desain bangunan pada saat permodelan tampak seperti kondisi nyata di lapangan dengan pembebanan yang lebih detail jika dibandingkan dengan permodelan 2D.

Berikut adalah permodelan 3 dimensi pada Gedung pusat penelitian dan pendidikan dokter gigi UB menggunakan program bantu SAP2000v19 :



*Gambar 4. 21 Permodelan 3 dimensi Struktur Dental Gigi Univ. Brawijaya*

#### 4.2.5 Permodelan Struktur 3D

Pembebanan pada struktur utama diambil berdasarkan peraturan yang berlaku, peraturannya adalah sebagai berikut :

- SNI 1727:2013 (*Pembebanan Gedung dan Struktur Lain*)
- ASCE 7 – 10 (*Minimum Design Load*)
- SNI 1727:2012

Beban yang di input pada gedung terbagi menjadi 4 beban dengan rincian sebagai berikut :

a. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap yang tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang di input pada struktur ini antara lain:

- Berat sendiri beton bertulang yang memiliki massa jenis sebesar  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat pelat bondek sebesar  $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat sendiri baja profil yang terpasang sebagai struktur rangka baja berupa kolom, balok, dan bresing dengan massa jenis sebesar  $7850 \text{ kg/m}^3$ .
- Beban dinding bata ringan sebesar  $75 \text{ kg/m}^2$
- Beban spesi sebesar  $22 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan 1 cm.
- Beban *ducting plumbing* yang ditetapkan sebesar  $20 \text{ kg/m}^2$ .
- Beban penggantung sebesar  $10 \text{ kg/m}^2$ .
- Beban plafon sebesar  $5 \text{ kg/m}^2$ .
- Beban lift adalah beban terpusat pada balok lantai teratas. Besar beban lift terlampir.

b. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan Rincian pembebanan untuk beban hidup adalah sebagai berikut :

- Lantai Atap =  $97,86 \text{ kg/cm}^2$
- Lantai Kuliah =  $195,72 \text{ kg/cm}^2$
- Lantai kantor =  $244,65 \text{ kg/cm}^2$
- Lantai Lab =  $292,56 \text{ kg/cm}^2$
- Lantai Simulator =  $488,27 \text{ kg/cm}^2$

c. Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik. Untuk parameter gempa yang digunakan diambil dari

website dinas Pekerjaan Umum (dengan lokasi input berada di Surabaya.

d. Beban Angin (*Wind Load*)

Besarnya beban angin yang bekerja pada struktur bangunan tergantung dari kecepatan angin, rapat massa udara, dan letak geografis, bentuk bangunan dan kekakuan struktur.

#### 4.2.6 Faktor Reduksi Gempa ( $R$ )

Gedung ini direncanakan dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) dengan struktur keseluruhan menggunakan material baja. Berdasarkan Tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 4, dan nilai koefisien modifikasi respon ( $R$ ) = 8

#### 4.2.7 Faktor Keutamaan( $I$ )

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$ . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan hunian, kantor, dan acara publik dengan kapasitas besar. Pada Tabel 1 SNI 1726:2012 berdasarkan fungsi bangunan yang telah disebutkan sebelumnya, maka bangunan ini termasuk kategori IV sehingga didapat nilai  $I = 1.5$

#### 4.2.8 Perhitungan Beban Gempa

Pada struktur Gedung Pusat Penelitian dan pendidikan dokter gigi UB ini mempunyai jumlah lantai 13 tingkat dengan ketinggian 50,4 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan. Adapun perhitungannya sebagai berikut :

## 1. Tahanan Penetrasi standar rata-rata

*Tabel 4.1 Tahanan Penetrasi Tanah*

<b>Jenis Tanah</b>	<b>di</b>	<b>Ni</b>	<b>di/Ni</b>
Lempung Berlanau Abu-abu	13	101	0,129
Lempung Berlanau Coklat	6	96	0,0625
Lempung Pasir Berlempung Coklat	7	97	0,072
Lempung Berpasir Berkerikil	3	84	0,0357
Lempung Berlanau Berpasir	1	43	0,0233
<b>TOTAL</b>	<b>30</b>	<b>421</b>	<b>0,645</b>

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{Ni}} = \frac{30}{0,645} = 46,512$$

2. Sesuai dengan Tabel 3 SNI 1726:2012 klasifikasi situs, apabila  $\bar{N} = 15$  sampai 50 maka tanah masuk ke dalam kelas situs SD (Tanah Sedang).
3. Lihat Gambar 9 SNI 1726:2012 Peta Gerak tanah seismik dan koefisien resiko: Lokasi Malang untuk percepatan batuan dasar pada periode pendek  
 $S_s = 0,8 \text{ g}$
4. Lihat Gambar 9 SNI 1726:2012 Peta Gerak tanah seismik dan koefisien resiko: Lokasi Malang untuk percepatan batuan dasar pada periode 1detik  
 $S_1 = 0,3 \text{ g}$
5. Lihat Tabel 4 SNI 1726:2012 Koefisien Fa (Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek)  
 $F_a = 1,16$

6. Lihat Tabel 5 SNI 1726:2012 Koefisien  $F_v$  (Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik)

$$F_v = 1,8$$

7. Parameter spectrum respons percepatan pada periode pendek

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a * S_s \\ &= 1,16 * 0,8 \\ &= 0,93 \end{aligned}$$

8. Parameter spectrum respons percepatan pada periode 1 detik

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v * S_1 \\ &= 1,8 * 0,3 \\ &= 0,54 \end{aligned}$$

9. Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek

$$\begin{aligned} S_{DS} &= (2/3) * S_{MS} \\ &= (2/3) * 0,928 \\ &= 0,62 \end{aligned}$$

10. Parameter percepatan spectral desain untuk periode 1 detik

$$\begin{aligned} S_{D1} &= (2/3) * S_{M1} \\ &= (2/3) * 0,54 \\ &= 0,36 \end{aligned}$$

11. Adapun Kategori desain seismik (KDS) ditentukan sebagai berikut :

- a.  $S_{DS} = 0,62$
- b.  $S_{D1} = 0,36$

Jika berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726:2012 dengan faktor keutamaan gedung adalah IV maka termasuk KDS D.

Dengan KDS D baik  $S_{DS}$  maupun  $S_{D1}$  maka mengacu pada SNI 1726:2012 Tabel 9 untuk jenis struktur KDS

- Koef Modifikasi Respons (R) = 8
- Faktor Kuat Lebih Sistem  $\Omega_o$  = 2,5
- Faktor Pembesaran Defleksi = 4
- Batasan Sistem Struktur dan batasan tinggi struktur (KDS D) = TB

12. Pembuatan kurva spectrum respons desain

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 * (S_{D1} / S_{DS}) \\ &= 0,2 * (0,36/0,62) \\ &= 0,116 \end{aligned}$$

13. Pembuatan kurva spectrum respons desain

$$\begin{aligned} T_s &= S_{D1} / S_{DS} \\ &= 0,36/0,62 \\ &= 0,582 \end{aligned}$$

14. Periode Fundamental Pendekatan

$$\begin{aligned} \bullet \quad C_t &= 0,0731 \\ \bullet \quad x &= 0,75 \\ \bullet \quad h_n &= 50,4 \text{ m} \\ \bullet \quad T &= C_t * (h_n^x) \\ &= 0,0731 * (50,4^{0,75}) \\ &= 1,3827 \end{aligned}$$

15. Buat tabel Spektrum Respon Desain

- Untuk Periode Yang Lebih Kecil  $T_o$ ,  $S_a = SDS$  ( $0,4+0,6 T/T_o$ )
- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan  $T_o$  dan dari atau sama dengan  $T_s$ ,  $S_a = SDS$
- Untuk Periode Lebih besar dari  $T_s$ ,  $S_a = SD1/T$



Tabel 4.2 Spektrum Respon Desain

<b>T (detik)</b>	<b>T (detik)</b>	<b>Sa (g)</b>
0	0,000	0,144
To	0,116	0,619
Ts	0,582	0,619
Ts+0,1	0,682	0,528
Ts+0,2	0,782	0,460
Ts+0,3	0,882	0,408
Ts+0,4	0,982	0,367
Ts+0,5	1,082	0,333
Ts+0,6	1,182	0,305
Ts+0,7	1,282	0,281
Ts+0,8	1,382	0,261
Ts+0,9	1,482	0,243
Ts+1,0	1,582	0,228
Ts+1,1	1,682	0,214
Ts+1,2	1,782	0,202
Ts+1,3	1,882	0,191
Ts+1,4	1,982	0,182
Ts+1,5	2,082	0,173

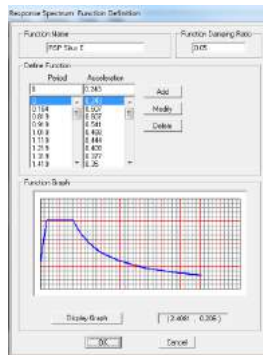
$T_{s+1,6}$	2,182	0,165
$T_{s+1,7}$	2,282	0,158
$T_{s+1,8}$	2,382	0,151
$T_{s+1,9}$	2,482	0,145
$T_{s+2,0}$	2,582	0,139
$T_{s+2,1}$	2,682	0,134
$T_{s+2,2}$	2,782	0,129
$T_{s+2,3}$	2,882	0,125
$T_{s+2,4}$	2,982	0,121
$T_{s+2,5}$	3,082	0,117
$T_{s+2,6}$	3,182	0,113
$T_{s+2,7}$	3,282	0,110
$T_{s+2,8}$	0,000	0,144
$T_{s+2,9}$	0,116	0,619
$T_{s+3,0}$	0,582	0,619

#### 4.2.9 Arah Pembebanan

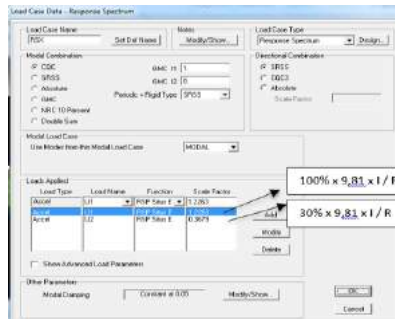
Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X :  
100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :  
100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

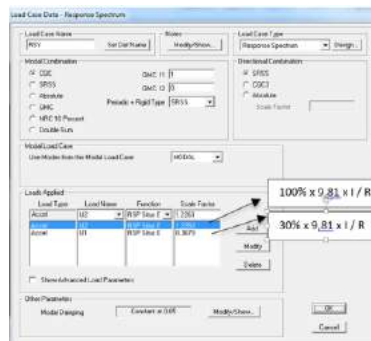
Dalam input pembebanan gempa dinamis dalam SAP 2000v14 dengan menggunakan option fungsi dari respon spektrum yang dapat dilihat pada Gambar dan input *load cases* pembebanan gempa dengan meninjau faktor reduksi gempa, faktor keutamaan dan arah pembebanan



Gambar 4. 22 Grafik Respon Spektrum Situs D Malang



Gambar 4. 23 Pembebanan gempa dinamis arah X



Gambar 4. 24 Pembebanan gempa dinamis arah Y

#### 4.2.10 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat

penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*).

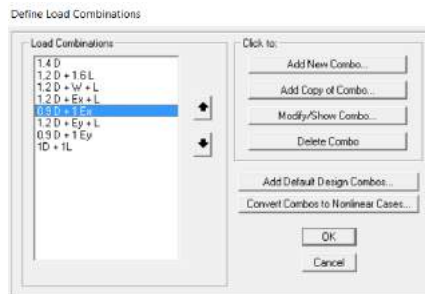
Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI 1726 : 2012 tentang bangunan tahan gempa sebagai berikut :

- $1 D + 1 L$
- $1,4 D$
- $1,2 D + 1,6 L$
- $1,2 D + 1 W + 1 L$
- $1,2 D + 1 L + 1 E_x$
- $1,2 D + 1 L + 1 E_y$
- $0,9 D + 1 E_x$
- $0,9 D + 1 E_y$

Keterangan :

- D : Beban Mati  
 L : Beban Hidup lantai  
 E : Beban Gempa yang dinyatakan dalam 2 arah  
 W : Beban Angin

Dalam input kombinasi pembebanan dalam SAP 2000v19 dengan menggunakan option *load combination* yang dapat dilihat pada Gambar



Gambar 4. 25 Kombinasi pembebanan

### 4.3 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000 v19, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726 : 2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

#### 4.3.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah

Dalam hal ini digunakan bantuan program SAP 2000 v14 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 4.1 berikut :

Tabel 4. 1 Rasio Partisipasi Massa Dental Gigi UB

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,215488	0,732	0
MODAL	Mode	2	1,075727	0,732	0,742
MODAL	Mode	3	0,885302	0,732	0,742
MODAL	Mode	4	0,413052	0,846	0,742
MODAL	Mode	5	0,366258	0,846	0,853
MODAL	Mode	6	0,304158	0,846	0,853
MODAL	Mode	7	0,236135	0,886	0,853
MODAL	Mode	8	0,209018	0,886	0,892
MODAL	Mode	9	0,17714	0,886	0,892
MODAL	Mode	10	0,162207	0,906	0,892
MODAL	Mode	11	0,143035	0,906	0,912
MODAL	Mode	12	0,127394	0,906	0,912

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa arah X sebesar 92,2 % pada moda ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 92,8% pada moda ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

#### 4.3.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T = C_t \cdot h_n^x$$

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai  $S_{DI}$ .

Struktur Hotel Grand Dafam Kayoon Surabaya ini dengan ketinggian 50,4 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan bresing eksentrik sehingga pada Tabel 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0731$$

$$\begin{aligned}x &= 0,75 \\h_n &= 50,4 \text{ m}\end{aligned}$$

maka :

$$T = 0,0731 \cdot 50,4^{0,75} = 1,3827 \text{ s}$$

Nilai  $C_u$  didapat dari Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai  $S_{D1} = 0,16$ , maka :

$$C_u \cdot T = 1,4 \cdot 1,3827 = 1,9358 \text{ s}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 v19 periode dan frekuensi struktur dapat dilihat pada Tabel

*Tabel 4. 2 Periode dan Frekuensi Struktur*

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	1,2155	0,8227
MODAL	Mode	2	1,0757	0,9296
MODAL	Mode	3	0,8853	1,1296
MODAL	Mode	4	0,4131	2,4210
MODAL	Mode	5	0,3663	2,7303
MODAL	Mode	6	0,3042	3,2878
MODAL	Mode	7	0,2361	4,2349
MODAL	Mode	8	0,2090	4,7843
MODAL	Mode	9	0,1771	5,6453
MODAL	Mode	10	0,1622	6,1650
MODAL	Mode	11	0,1430	6,9913
MODAL	Mode	12	0,1274	7,8496

Dari perhitungan sebelumnya didapat  $T_{\min} = 1,2155 \text{ s}$  dan  $T_{\max} = 1,936 \text{ s}$ . Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai  $T$  dari Output SAP *masih dalam batas Periode yang diijinkan*. Sehingga analisis struktur dental Gigi UB masih memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.



#### 4.3.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{a. } C_{s1} &= S_{DS} / (R / I_e) \quad \text{*Persamaan (22) pada SNI 1726:2012} \\ &= 0,62 / (8 / 1,5) \\ &= 0,116 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } C_{s2} &= S_{D1} / (T_a \times (R / I_e)) \quad \text{*Persamaan (23) pada SNI 1726:2012} \\ &= 0,36 / (1,215 \times (8 / 1,5)) \\ &= 0,0555 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. } C_{s3} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e & \geq & 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,62 \times 1,5 & \geq & 0,01 \\ &= 0,0408 & \geq & 0,01 \end{aligned}$$

*\*Persamaan (24) pada SNI 1726:2012*

#### Persyaratan Koefisien Seismik

*\*Pasal 7.8.1.1 pada SNI 1726:2012*

$$\begin{array}{ccccc} C_{s2} & \geq & C_{s1} & > & C_{s3} \\ 0,0555 & \geq & 0,116 & > & 0,0408 \end{array}$$

Maka, Nilai  $C_s$  yang digunakan adalah 0,0555

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur Dental gigi UB adalah :

Tabel 4. 3 Reaksi Dasar Struktur Bangunan

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
QUAKE Arah X	LinRespSpec	709564,07	0,07933	3780,14
QUAKE Arah Y	LinRespSpec	0,04094	709564,5	0,52
1 DL + 1 LL	Combination	1,491E-07	3,125E-08	15052570

Dari tabel di atas didapat berat total struktur adalah 6875077,6 kg Maka :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\
 &= 0,0555 \cdot 15052570 \text{ kg} \\
 &= 835918,1301 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek Hasil Respon Spektrum :

Arah Gempa X

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\leq 85\% \cdot V_{\text{statik}} \\
 709564,07\text{kg} &\leq 85\% \cdot 835918,1301 \text{ kg} \\
 709564,07\text{kg} &\leq 710530,4106 \text{ kg} \quad \dots \text{NOT OK!}
 \end{aligned}$$

Arah Gempa Y

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\leq 85\% \cdot V_{\text{statik}} \\
 709564,5\text{kg} &\leq 85\% \cdot 835918,1301 \text{ kg} \\
 709564,5\text{kg} &\leq 710530,41 \text{ kg} \quad \dots \text{NOT OK!}
 \end{aligned}$$

Karena kontrol belum memenuhi syarat nilai akhir respon, sesuai pasal 7.9.4.2 SNI 1726:2016 "jika respons terkombinasi untuk geser dasar ragam (V) < 85%, simpangan antar lantai harus dikalikan dengan = 0,85.  $C_s \cdot W / V$

Tabel 4. 4 Hasil Output Gaya Geser Akibat Beban Gempa

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Kgf	Kgf
QUAKE Arah X	LinRespSpec	710530,41	0,07943
QUAKE Arah Y	LinRespSpec	0,041	710538,38

Cek Hasil Respon Spektrum :

Arah Gempa X

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\leq 85\% \cdot V_{\text{statik}} \\ 710530,41 \text{ kg} &\leq 85\% \cdot 835918,1301 \text{ kg} \\ 710530,41 \text{ kg} &\leq 710530,4106 \text{ kg} \quad \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Arah Gempa Y

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\leq 85\% \cdot V_{\text{statik}} \\ 710538,38 \text{ kg} &\leq 85\% \cdot 835918,1301 \text{ kg} \\ 710538,38 \text{ kg} &\leq 710530,4106 \text{ kg} \quad \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis Rspn Spektrum struktur memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.8

#### 4.3.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (Drift)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i < \Delta_a$$

Dimana :

- $\Delta_i = (\delta_n - \delta_{n-1}) \times C_d / I_e$
- $\Delta_a = 0.02 \times h_{sx}$
- $\delta_n$  = Simpangan pada Lantai yang ditinjau
- $\delta_{n-1}$  = Simpangan pada Lantai Sebelumnya
- $C_d$  = Faktor Pembesaran Defleksi
- $I$  = Faktor Keutaman Gedung
- $h_{sx}$  = Tinggi Lantai yang ditinjau
- $n$  = Lantai ke-n yang ditinjau

Keterangan :

- $C_d = 4$  \*Tabel – 9 pada SNI 1726:2012
- $I = 1$  \*Tabel – 2 pada SNI 1726:2012

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP 2000 v14, diperoleh nilai simpangan pada struktur yang akan dikontrol sesuai dengan SNI 1726:2012. Hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.13 dan Tabel 5.14

*Tabel 4. 5 Kontrol Simpangan yang terjadi Akibat Beban Gempa Arah X*

Lantai	Elevasi (m)	Tinggi Lantai (m)	Simpangan (mm)	Cd	Ie	Perbesaran Simpangan (mm)	Simpangan Antar Lantai (mm)	Simpangan Lijn Antar Lantai (mm)	Cek Persyaratan
i	h <sub>i</sub>	h <sub>u</sub>	δ <sub>e</sub>			Cd · δ <sub>e</sub>	Δ <sub>i</sub> - Δ <sub>(i-1)</sub>	Δ <sub>i</sub>	Δ <sub>i</sub> < Δ <sub>u</sub>
Dasar	-1,6	0	0	4	1,5	0	0	0	OK
LT. 1	0	1	0,368	4	1,5	1,472	0	20	OK
LT. 2	4,20	4,2	4,101	4	1,5	16,404	16,4	84	OK
LT. 3	8,40	4,2	9,579	4	1,5	38,316	21,9	84	OK
LT. 4	12,60	4,2	15,395	4	1,5	61,58	23,3	84	OK
LT. 5	16,80	4,2	21,064	4	1,5	84,256	22,7	84	OK
LT. 6	21,00	4,2	26,701	4	1,5	106,804	22,5	84	OK
LT. 7	25,20	4,2	31,901	4	1,5	127,604	20,8	84	OK
LT. 8	29,40	4,2	36,636	4	1,5	146,544	18,9	84	OK
LT. 9	33,60	4,2	40,87	4	1,5	163,48	16,9	84	OK
LT. 10	37,80	4,2	44,848	4	1,5	179,392	15,9	84	OK
LT. 11	42,00	4,2	48,102	4	1,5	192,408	13,0	84	OK
LT. 12	46,20	4,2	50,621	4	1,5	202,484	10,1	84	OK
Atap	50,40	4,2	52,408	4	1,5	209,632	7,1	84	OK

*Tabel 4. 6 Kontrol Simpangan yang terjadi akibat Beban Gempa Arah Y*

Lantai	Elevasi (m)	Tinggi Lantai (m)	Simpangan (mm)	Cd	Ie	Perbesaran Simpangan (mm)	Simpangan Antar Lantai (mm)	Simpangan Lijn Antar Lantai (mm)	Cek Persyaratan
i	h <sub>i</sub>	h <sub>u</sub>	δ <sub>e</sub>			Cd · δ <sub>e</sub>	Δ <sub>i</sub> - Δ <sub>(i-1)</sub>	Δ <sub>i</sub>	Δ <sub>i</sub> < Δ <sub>u</sub>
Dasar	-1,6	0	0	4	1,5	0	0	0	OK
LT. 1	0	1	0,431	4	1,5	1,724	0	20	OK
LT. 2	4,20	4,2	3,666	4	1,5	14,664	14,7	84	OK
LT. 3	8,40	4,2	8,038	4	1,5	32,152	17,5	84	OK
LT. 4	12,60	4,2	12,58	4	1,5	50,32	18,2	84	OK
LT. 5	16,80	4,2	17,012	4	1,5	68,048	17,7	84	OK
LT. 6	21,00	4,2	21,343	4	1,5	85,372	17,3	84	OK
LT. 7	25,20	4,2	25,357	4	1,5	101,428	16,1	84	OK
LT. 8	29,40	4,2	28,998	4	1,5	115,992	14,6	84	OK
LT. 9	33,60	4,2	32,238	4	1,5	128,952	13,0	84	OK
LT. 10	37,80	4,2	35,17	4	1,5	140,68	11,7	84	OK
LT. 11	42,00	4,2	37,549	4	1,5	150,196	9,5	84	OK
LT. 12	46,20	4,2	39,328	4	1,5	157,312	7,1	84	OK
Atap	50,40	4,2	40,537	4	1,5	162,148	4,8	84	OK

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur Dental Gigi Univ. Brawijaya memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

#### 4.4 Perencanaan Elemen Struktur Primer

##### 4.4.1 Balok Induk

##### 4.4.1.1 Balok Induk Memanjang

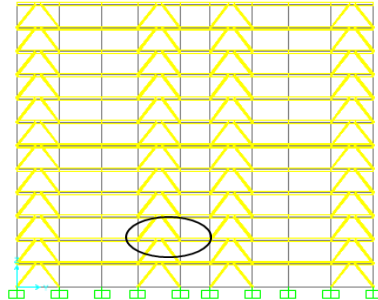
Balok Induk memanjang direncanakan menggunakan profil WF 600 x 300 x 20 x 12, dengan data perencanaan sebagai berikut :

d	= 588 mm	ix	= 24,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 6,85 cm
tf	= 20 mm	Zx	= 4309 cm
tw	= 12 mm	Zy	= 899 cm
A	=192,5 cm <sup>2</sup>	Sx	= 4020 cm
w	=151,1 kg/m	Sy	= 601 cm
Ix	=118000 mm	r	= 28 cm
Iy	=9020 mm	h	= 492 cm

Dari Analisa permodelan dengan menggunakan program bantu SAP 2000v19, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada Balok Induk Memanjang adalah sebagai berikut :

- Mu	=	28118,14	kg.m
- Vu	=	13416,88	kg
- f	=	0,174	cm

Gaya dalam yang dihasilkan dari program bantu SAP 2000v14 diperoleh dari Frame 1486 dengan Kombinasi 1.2 D + 1 Ey + 1 L untuk Momen, 1.2 D + 1.6 L untuk Geser Maksimum, dan Kombinasi 1 D + 1 L untuk Lendutan (f)



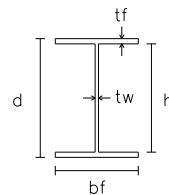
### Kontrol Penampang :

#### Pelat Badan

$$\frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda_{pw} = 5,70 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 5,70 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 161,22$$



#### Pelat Sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{40} = 7,5$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$$\lambda_r = 1,00 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,00 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 28,28$$

### Cek Persyaratan Kontrol Penampang :

- Pelat Badan :

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{pw}$$

$$41 < 106,35 \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf}$$

$$7,5 < 10,75 \longrightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

*Keterangan :*

- Pelat Badan dan Sayap  
(Tabel B4.1 SNI 1729:2015)

### **Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lokal :**

Karena Penampang Kompak pada Kontrol Penampang maka persamaan perhitungannya sebagai berikut :

Penampang Kompak :

$$M_n = M_p = Z_x \times F_y$$

$$= 4309 \times 2500$$

$$= 10772280 \text{ kg.cm} = 107722,8 \text{ kg.m}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$M_u < \phi M_n$$

$$28118,14 < 0,9 \times 107722,8$$

$$28118,14 < 96950,52 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK}$$

*Keterangan :*

- Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)
- Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0,9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

### **Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lateral :**

Jarak penahan Lateral (Lb) berdasarkan panjang antar balok induk yaitu 300 cm. Maka perhitungannya sebagai berikut :

$$\text{Jarak Penahan Lateral (Lb)} = 180 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1,76 \times 6,85 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\
 &= 341,0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J &= \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} \left( (2 \times b_f \times t_f^3) + ((d - 2 \times t_f) \times t_w^3) \right) \\
 &= \frac{1}{3} \left( (2 \times 300 \times 20^3) + ((588 - 2 \times 20) \times 12^3) \right) \\
 &= 1915648 \text{ mm}^4 = 191,565 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{ts} &= \frac{b f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{h t w}{b f t f} \right)}} = \frac{b f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{h t w}{b f t f} \right)}} \\
 &= 80,270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_o &= d - t_f = 492 - 20 \\
 &= 472 \text{ mm} = 47,2 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left( \frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6,67 \left( \frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \\
 &= 1,95 \times 8 \frac{2 \times 10^6}{0,7 \times 2500} \sqrt{\frac{191,56 \times 1}{4020 \times 47,2} + \sqrt{\left( \frac{191,56 \times 1}{4020 \times 47,2} \right)^2 + 6,67 \left( \frac{0,7 \times 2500}{2 \times 10^6} \right)^2}} \\
 &= 804,87 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### Cek Terhadap Tekuk Torsi – Lateral

$$L_p < L_b < L_r$$

$$341 < 180 < 804,87 \quad \rightarrow \quad \text{Bentang Menengah}$$

Karena profil bentang menengah maka diperhitungkan terhadap kelelahan dan tekuk torsi lateral dengan perhitungan sebagai berikut :



$$\begin{aligned}
 M_n = M_p &= Z_x \times F_y \\
 &= 4309 \times 2500 \\
 &= 10772280 \text{ kg.cm} = 107722,8 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil Output SAP 2000v14, di dapatkan output momen  $M_a$ ,  $M_b$  dan  $M_c$ , dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_a &= 11072,28 \text{ kg.m} \\
 M_b &= 10393,64 \text{ kg.m} \\
 M_c &= 10670,41 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 M_{Max}}{2,5 M_{Max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\
 &= \frac{12,5 \times 21094,03}{2,5 \times 28118,14 + 3 \times 11072,28 + 4 \times 10393,64 + 3 \times 10670,41} \\
 &= 1,985
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\
 &= 1,985 (10772280 - (10772280 - 0,7 \times 2500 \times 4020) \left( \frac{180}{804,9} - \frac{341}{341} \right)) \leq M_p \\
 &= 23953413 \text{ kg.cm} \leq M_p \\
 &= 239534,13 \text{ kg.m} \leq 107722,8 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $M_n$  Bentang Menengah melebihi nilai  $M_p$ , maka nilai yang diambil adalah nilai  $M_p$  sebagai perencanaan dengan persyaratan cek desain sebagai berikut :

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 M_u &< \phi M_n \\
 28118,14 &< 0,9 \times 107722,8 \\
 28118,14 &< 96950,52 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK}
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Bentang Pendek (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)*
- *Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)*
- $\phi = 0,9$  *(Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)*

**Kontrol Kuat Geser :**

Kekuatan Geser Nominal ( $V_n$ ) untuk badan yang tidak diperkaku atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

Nilai  $C_v$  dihitung dengan harga  $K_v = 5$  untuk badan tanpa pengaku transversal dan  $\frac{h}{tw} < 260$ , dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &\leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}} \\ \frac{492}{12} &\leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 2000000}{2500}} \\ 41 &\leq 69,57 \quad ; C_v = 1,0 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan nilai  $C_v$  adalah 1,0 , maka perhitungan kontrol gesernya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 70,6 \times 1,0 = 105840 \text{ kg} \end{aligned}$$

**Cek Persyaratan Desain**

$$\begin{aligned} V_u &< \phi V_n \\ 13416,9 &< 0,9 \times 105840 \\ 13416,9 &< 95256 \text{ Kg} \rightarrow \text{.....OK} \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- Kontrol Geser (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)
- Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0,9$  (Pasal G1 SNI 1729:2015)

**Kontrol Lendutan :**

Balok anak diasumsikan termasuk balok pemikul dinding atau finishing yang getas dengan batas lendutan maksimum adalah  $\frac{L}{360}$ , berikut perhitungannya :

$$- f = 0,174 \text{ cm}$$

$$- f_{\text{maks}} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2,0 \text{ cm}$$

Cek Persyaratan Desain

$$\begin{array}{rcl} f & < & f_{\text{maks}} \\ 0,174 & < & 2,00 \\ 0,174 & < & 2,00 \text{ cm} \rightarrow \text{.....OK} \end{array}$$

Sehingga Profil WF 600 x 300 x 20 x 12, dapat digunakan sebagai balok Induk arah memanjang.

#### 4.4.1.2 Balok Induk Melintang

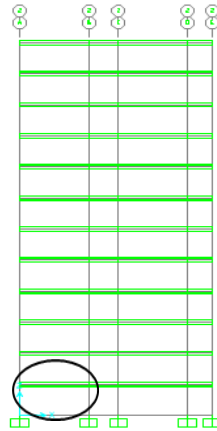
Balok Induk melintang direncanakan dengan menggunakan profil WF 600 x 300 x 20 x 12, dengan data perencanaan sebagai berikut :

d	= 588	mm	ix	= 24,8	cm
bf	= 300	mm	iy	= 6,85	cm
tf	= 20	mm	Zx	= 4309	cm
tw	= 12	mm	Zy	= 899	cm
A	= 192,5	cm <sup>2</sup>	Sx	= 4020	cm
w	= 151	kg/m	Sy	= 601	cm
Ix	= 118000	mm	r	= 28	cm
Iy	= 9020	mm	h	= 492	cm

Dari Analisa permodelan dengan menggunakan program bantu SAP 2000v19, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada Balok Induk Memanjang adalah sebagai berikut :

- Mu	=	49922,53	kg.m
- Vu	=	22636,04	kg
- f	=	0,532	cm

Gaya dalam yang dihasilkan dari program bantu SAP 2000v19 diperoleh dari Frame 878 dengan Kombinasi 1.2 D + Ex + L untuk Momen, 1.2 D + 1.6 L untuk Geser Maksimum, dan Kombinasi 1 D + 1 L untuk Lendutan (f)



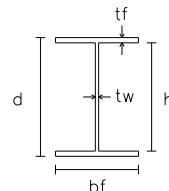
### Kontrol Penampang :

#### Pelat Badan

$$\frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda_{pw} = 5,70 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 5,70 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 161,22$$



#### Pelat Sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{40} = 7,5$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$$\lambda_r = 1,00 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,00 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 28,28$$

Cek Persyaratan Kontrol Penampang :

- Pelat Badan :

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{pw}$$

$$41 < 106,35 \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf}$$

$$7,5 < 10,75 \longrightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

*Keterangan :*

- Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1 SNI 1729:2015)

**Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lokal :**

Karena Penampang Kompak pada Kontrol Penampang maka persamaan perhitungannya sebagai berikut :

Penampang Kompak :

$$M_n = M_p = Z_x \times F_y$$

$$= 4309 \times 2500$$

$$= 10772280 \text{ kg.cm} = 107722,8 \text{ kg.m}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$M_u < \phi M_n$$

$$49922,53 < 0,9 \times 107722,8$$

$$49922,53 < 96950,52 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK}$$

*Keterangan :*

- Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)
- Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0,9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

**Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lateral :**

Jarak penahan Lateral (Lb) berdasarkan panjang antar balok induk yaitu 300 cm. Maka perhitungannya sebagai berikut :

$$\text{Jarak Penahan Lateral (Lb)} = 280 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1,76 \times 6,85 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\
 &= 341,0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J &= \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} \left( (2 \times b_f \times t_f^3) + ((d - 2 \times t_f) \times t_w^3) \right) \\
 &= \frac{1}{3} \left( (2 \times 300 \times 20^3) + ((588 - 2 \times 20) \times 12^3) \right) \\
 &= 1915648 \text{ mm}^4 = 191,565 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{ts} &= \frac{b f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{h t w}{b f t f} \right)}} = \frac{b f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{h t w}{b f t f} \right)}} \\
 &= 80,270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_o &= d - t_f = 492 - 20 \\
 &= 472 \text{ mm} = 47,2 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J c}{S_x h_o} + \sqrt{\left( \frac{J c}{S_x h_o} \right)^2 + 6.67 \left( \frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}} \\
 &= 1,95 \times 8 \frac{2 \times 10^6}{0,7 \times 2500} \sqrt{\frac{191,56 \times 1}{4020 \times 47,2} + \sqrt{\left( \frac{191,56 \times 1}{4020 \times 47,2} \right)^2 + 6,67 \left( \frac{0,7 \times 2500}{2 \times 10^6} \right)^2}} \\
 &= 804,87 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

### Cek Terhadap Tekuk Torsi – Lateral

$$L_p < L_b < L_r$$

$$341 < 280 < 804,87 \rightarrow \text{Bentang Menengah}$$

Karena profil bentang menengah maka diperhitungkan terhadap kelelahan dan tekuk torsi lateral dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_n = M_p &= Z_x \times F_y \\
 &= 4309 \times 2500 \\
 &= 10772280 \text{ kg.cm} = 107722,8 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil Output SAP 2000v19, di dapatkan output momen  $M_a$ ,  $M_b$  dan  $M_c$ , dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_a &= 13090,91 \text{ kg.m} \\
 M_b &= 21696,88 \text{ kg.m} \\
 M_c &= 11853,79 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 M_{Max}}{2,5 M_{Max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\
 &= \frac{12,5 \times 47681,84}{2,5 \times 49922,53 + 3 \times 13090,91 + 4 \times 21696,88 + 3 \times 11853,79} \\
 &= 2,179
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\
 &= 2,179 (10772280 - (10772280 - 0,7 \times 2500 \times 4020)) \left( \frac{280}{804,9} - \frac{341}{341} \right) \leq M_p \\
 &= 24539867 \text{ kg.cm} \leq M_p \\
 &= 245398,67 \text{ kg.m} \leq 107722,8 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $M_n$  Bentang Menengah melebihi nilai  $M_p$ , maka nilai yang diambil adalah nilai  $M_p$  sebagai perencanaan dengan persyaratan cek desain sebagai berikut :

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 M_u &< \phi M_n \\
 49922,53 &< 0,9 \times 107722,8 \\
 49922,53 &< 96950,52 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK}
 \end{aligned}$$



*Keterangan :*

- *Bentang Pendek (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)*
- *Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)*
- $\phi = 0.9$  *(Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)*

### **Kontrol Kuat Geser :**

Kekuatan Geser Nominal ( $V_n$ ) untuk badan yang tidak diperkaku atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

Nilai  $C_v$  dihitung dengan harga  $K_v = 5$  untuk badan tanpa pengaku transversal dan  $\frac{h}{t_w} < 260$ , dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \frac{h}{t_w} &\leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}} \\ \frac{492}{12} &\leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 2000000}{2500}} \\ 41 &\leq 69,57 \quad ; C_v = 1,0 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan nilai  $C_v$  adalah 1,0 , maka perhitungan kontrol gesernya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 70,6 \times 1,0 \\ &= 105840 \text{ kg} \end{aligned}$$

### Cek Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} V_u &< \phi V_n \\ 22636,0 &< 0.9 \times 105840 \\ 22636,0 &< 95256 \text{ Kg} \rightarrow \text{....OK} \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Kontrol Geser* (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)
- *Persyaratan Desain* (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0.9$  (Pasal G1 SNI 1729:2015)

### **Kontrol Lendutan :**

Balok anak diasumsikan termasuk balok pemikul dinding atau finishing yang getas dengan batas lendutan maksimum adalah  $\frac{L}{360}$ , berikut perhitungannya :

$$- f = 0,532 \text{ cm}$$

$$- f_{\text{maks}} = \frac{L}{360} = \frac{840}{360} = 2,33 \text{ cm}$$

### Cek Persyaratan Desain

$$f < f_{\text{maks}}$$

$$0,532 < 2,33$$

$$0,532 < 2,33 \text{ cm} \rightarrow \text{.....OK}$$

Sehingga Profil WF 600 x 300 x 20 x 12, dapat digunakan sebagai balok Induk arah memanjang.

### **Rekapitulasi Balok induk**

Tipe Balok Induk	Mu	Vu	f	KONTROL
WF. 600.300.20.12 MEM	21094,03 kgm	13209,66 kg	0,154	MEMENUHI
WF. 600.300.20.12 MEL	47681,8 kgm	23806,26 kg	0,475	MEMENUHI

#### 4.4.2 Kolom

Pada perencanaan struktur kolom gedung pusat penelitian dan pendidikan dokter gigi ini menggunakan kolom Komposit dan ada perbedaan yang dibedakan berdasarkan ketinggian lantai dan fungsinya dengan keterangan sebagai berikut :

- a. Lantai Dasar – Lantai 4 : HSS 700 x 700 x 25
- b. Lantai 5 – Lantai 9 : HSS 600 x 600 x 25
- c. Lantai 10 – Lantai 13 : HSS 500 x 500 x 25

Perhitungan perencanaan kolom yang akan ditunjukkan dengan perhitungan sebagai berikut :

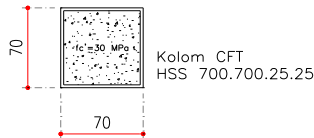
##### 4.4.2.1 Kolom Komposit

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai dasar – lantai 4. Direncanakan komposit RCFT dengan profil HSS 700 × 700 × 25 dan panjang kolom 420 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

d	= 700	mm	ix	= 27,2	cm
bf	= 700	mm	iy	= 27,2	cm
tf	= 25	mm	Zx	= 13650	cm
tw	= 25	mm	Zy	= 13650	cm
A	= 646	cm <sup>2</sup>	Ix	= 477900	cm
r	= 75	kg/m	Iy	= 477900	cm

Data Material :

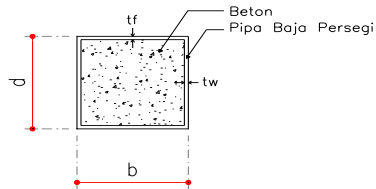
- $f_y = 250$  MPa = 2500 kg/cm<sup>2</sup>
- $f_u = 410$  MPa = 4100 kg/cm<sup>2</sup>
- $f_c = 30$  MPa = 300 kg/cm<sup>2</sup>



*Gambar Penampang Kolom Komposit CFT HSS 700 x 700 x 25*

Dari Analisa permodelan dengan SAP 2000, didapatkan gaya dalam yang bekerja pada Kolom adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 531719,03 \text{ kg} & M_{ux} &= 14112,82 \text{ kg.m} \\ & & M_{uy} &= 17323,08 \text{ kg.m} \end{aligned}$$



a. Kontrol Penampang Kolom Komposit

$$A_s = 646,0 \text{ cm}^2 \qquad A_c = (H \times B) - A_s = 4254 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_s + A_c} \times 100\% \geq 4\%$$

$$\frac{646}{646 + 4254} \times 100\% \geq 4\%$$

$$13,184 \% \geq 4\% \quad \text{..... OK!}$$

b. Kontrol Tebal Minimum Profil

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{fy}{3E}} \geq 25 \text{ mm}$$

$$700 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 200000}} \geq 25 \text{ mm}$$

$$14,289 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \text{..... OK!}$$

c. Kontrol Penampang Profil

Rasio Struktur Komposit Menahan Aksial Tekan

$$\lambda = \frac{b}{tw} = \frac{700}{25} = 28,00$$

$$\lambda_r = 3,00 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,00 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 84,853$$

Cek Persyaratan :

$$\begin{array}{ccc} \lambda_r & > & \lambda \\ 84,853 & > & 28,0 \end{array} \longrightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Rasio Struktur Komposit Menahan Lentur

Badan Profil

$$\lambda = \frac{b}{tw} = \frac{700}{25} = 28,00$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,992$$

$$\lambda_r = 3,00 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,00 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 84,853$$

Cek Persyaratan :

$$\begin{array}{ccc} \lambda_p & > \lambda & < \lambda_r \\ 63,992 & > 28,00 & < 84,853 \end{array} \longrightarrow \text{Penampang Kompak}$$

*Keterangan :*

- Kontrol Luas Profil      \*Pasal 12.3.1 ayat 1 SNI 03-1729-2002
- Kontrol Tebal Profil      \*Pasal 12.3.1 ayat 5 SNI 03-1729-2002
- Kontrol Penampang      \*Tabel B4.1a SNI 1729:2015

### **Kuat Tekan Struktur Komposit**

Karena penampang komposit, maka perhitungannya sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P_n = P_p &= f_y \times A_s + C_2 \times f_c' \times (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \\
 &= 2500 \times 646 + 0,85 \times 300 \times (4254 + 0) \\
 &= 1723477 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

-  $C_2 = 0,85$  \*Bab I2 Pasal 2b ayat (c) untuk penampang kompak SNI 1729:2015

### **Momen Nominal Struktur Komposit**

Pada Bab I3 Pasal 4b Persamaan I3-3a SNI 1727:2015 menyebutkan bahwa momen nominal ( $M_n$ ) sama dengan momen plastis dari penampang ( $M_p$ ) jika penampang kompak. Momen Plastis ( $M_p$ ) dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis pada penampang kolom komposit.

Berdasarkan Jurnal dari Chinese Taiwan Society for Earthquake Engineering, tentang Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan oleh Shosuke Morino dan Keigo Tsuda. Menyimpulkan untuk menghitung momen nominal dari kolom CFT dapat diperhitungan sebagai berikut :

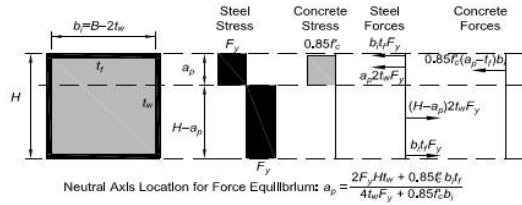
#### **a. Panjang Kolom**

$$\begin{aligned}
 L &\leq 12 D \\
 4,2 &\leq 12 \times 0,7 \\
 4,2 &\leq 8,4 \text{ meter} \quad \dots \text{ Pers. (41) dan (42)} \\
 &\text{Pada Jurnal}
 \end{aligned}$$

#### **b. Kuat Lentur Nominal Kolom**

Berdasarkan AISC 360 - 10 "Specification for Structure Steel Buildings" dan SNI 1729-2015 Bab I Pasal I3 ayat 4.4b) Karena Penampang Kompak Maka :

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p \\
 M_p &= C.d + T.d \text{ (AISC360-10 Pers C-13-10)}
 \end{aligned}$$

(a) Compact section—stress blocks for calculating  $M_p$ 

\*d = jarak dari titik berat diagram tegangan ke garis netral

\* Garis netral diasumsikan berada di tengah, karena bentuk dari penampang simetris = 350mm

Tipe 01

Mencari nilai  $a_p$

$a_p = 220,4299459$  mm dari top penampang

$C1 = 3239251,353$  N  $d1 = 227,29$  mm

$C2 = 4062500$  N  $d2 = 337,50$  mm

$C3 = 2755374,324$  N  $d3 = 239,79$  mm

$T1 = 5994625,676$  N  $d4 = 110,21$  mm

$T2 = 4062500$  N  $d5 = 337,50$  mm

$$\begin{aligned}
 M_n &= C1.d1 + C2.d2 + C3.d3 + T1.d4 + T2.d5 \\
 &= 3239251,353 \times 227,29 + 4062500 \times 337,50 + \\
 &\quad 2755374,324 \times 239,79 + 5994625,676 \times 110,21 \\
 &\quad + 4062500 \times 337,50 \\
 &= 4799815845 \text{ Nm} = 4799815,845 \text{ Kgm}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan :

$$\phi M_n \leq M_u$$

$$0,9 \times 4799815,845 \leq 17323,08 \text{ kgm}$$

$$4319834,26 \text{ Kgm} \leq 17323,08 \text{ kgm}$$

(SNI 1729:2015 Pasal F1 ayat 1)

*Keterangan :*

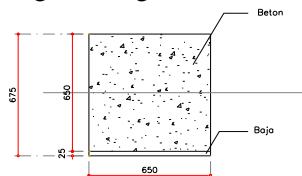
-  $cN$  = Kuat tekan nominal beton

-  $sN$  = Kuat tarik nominal baja

- $_cM$  = Momen Nominal Beton
- $_sM$  = Momen Nominal Baja

**c. Garis Netral pada Kolom Komposit**

Untuk menghitung garis netral pada profil komposit maka di asumsikan di satu sisi saja karena berbentuk persegi. Penampang menerima momen positif dimana pada bagian atas penampang tekan diterima oleh beton dan bagian bawah penampang tarik diterima oleh baja, dengan perhitungan sebagai berikut :



**Data Elemen Baja**

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar (b)} &= 25 \text{ mm} & \text{tinggi (t)} &= 650 \text{ mm} \\
 \text{Modulus Elastis Baja (E)} &= 200000 \text{ Mpa} \\
 \text{Luas Baja (A}_2\text{)} &= b \times h \\
 &= 25 \times 650 = 16250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**Data Elemen Beton**

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar (b)} &= 650 \text{ mm} & \text{tinggi (t)} &= 650 \text{ mm} \\
 \text{Modulus Elastis Beton (E}_c\text{)} &= 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 \text{Rasio Modulus} &= \frac{E}{E_c} = \frac{200000}{25742,96} \\
 &= 7,769
 \end{aligned}$$

Sebelum menghitung garis netral penampang maka perlu penyeragaman material beton menuju bahan dengan mentransformasi lebar efektif beton ( $b'$ ), dengan perhitungan sebagai berikut :



$$\begin{aligned}
 \text{Lebar transformasi (b')} &= b \times n \\
 &= 650 \text{ mm} \times 7,769 \\
 &= 83,7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Baja (A}_1\text{)} &= b' \times h \\
 &= 83,7 \times 650 \\
 &= 54382,003 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

### **Perhitungan garis netral (n.a)**

Garis netral dimisalkan diukur dari bagian bawah penampang, maka perhitungannya sebagai berikut :

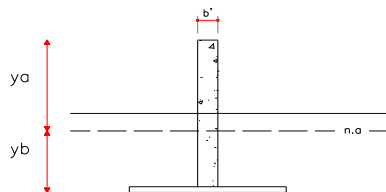
$$y_1 = \frac{h}{2} + b \text{ baja} = \frac{650}{2} + 25 = 350 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{h_{\text{baja}}}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ mm}$$

$$y_b = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(54382,1 \times 350) + (16250 \times 12,5)}{(54382,1 + 16250)}$$

$$= 272,353 \text{ mm}$$

$$y_a = h \text{ total} - y_b = 675 + 272,353 = 402,65 \text{ mm}$$



*Posisi garis netral pada penampang Kolom Komposit*

#### **d. Momen Nominal Penampang (Mn)**

Dari perhitungan sebelumnya digunakan momen nominal pada persamaan 41, maka perhitungan momen nominalnya adalah sebagai berikut :

$$M \leq {}_sM + {}_cM$$

Elemen Baja ( ${}_sM$ )

$$\begin{aligned} {}_sM &= M_p = Z_x \times F_y \\ &= 13650 \times 2500 \\ &= 34125000 \text{ kg.cm} = 341250 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Elemen Beton ( ${}_cM$ )

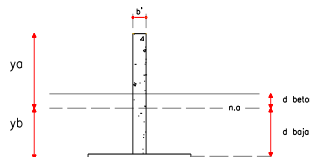
Untuk menghitung momen nominal ( $M_n$ ) pada elemen beton ditinjau berdasarkan tegangan beton yang pada bagian atas penampang yang menerima tekan dengan ketentuan sebagai berikut :

Perhitungan Momen Intersia Komposit ( $I_{tr}$ )

Material	A	y	I <sub>o</sub>	d	I <sub>o</sub> + A x d <sup>2</sup>
	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>4</sup>
Kolom Beton	543,82	35	191470	5,26	206543,16
Kolom Baja	162,5	1,25	84,64	25,99	109810,31
<b>I<sub>tr</sub></b>					<b>316353,48</b>

Dimana :

- $I_{tr}$  = Momen Inersia Profil Komposit
- $y$  = Jarak dari titik berat elemen menuju penampang bawah
- $I_o$  = Momen inersia elemen tiap material  $\left( \frac{1}{12} \times b \times h^3 \right)$
- $A$  = Luas Penampang tiap elemen
- $d$  = Jarak dari titik berat elemen menuju garis netral



$$\begin{aligned}
 cM &= \frac{f_c' \times I_{tr} \times n}{y_a} \\
 &= \frac{300 \times 316353,48 \times 7,7691}{40,26} \\
 &= 18312208,64 \text{ kg.cm} \\
 &= 18312,21 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Maka perhitungan momen nominal (Mn) keseluruhannya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Mn &= sM + cM \\
 &= 341250 + 18312,21 \\
 &= 359562,21 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 Mu &< \phi Mn \\
 2671,2 &< 0.9 \times 359562,21 \\
 2671,2 &< 323605,99 \text{ kg.m} \longrightarrow \dots OK
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Bentang Pendek* (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)
- *Persyaratan Desain* (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0.9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

### **Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lateral :**

Jarak penahan Lateral (Lb) berdasarkan panjang kolom dikurangi dengan tinggi dimensi balok (d) yaitu 451,2 cm, dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\text{Jarak Penahan Lateral (Lb)} = 370,8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1,76 \times 27,2 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} \\
 &= 1354,02 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Cek Terhadap Tekuk Torsi – Lateral

$$L_b < L_p = 370,8 < 1354,02 \longrightarrow \text{Bentang Pendek}$$

Karena profil termasuk bentang pendek maka hanya diperhitungkan terhadap kelelahan saja dengan rumusan Momen Nominalnya ( $M_n$ ) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = {}_sM + {}_cM \\ &= 341250 + 18312,21 = 359562,21 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned} \mu &< \phi M_n \\ 2671,2 &< 0.9 \times 359562,21 \\ 2671,2 &< 323605,99 \text{ kg.m} \longrightarrow \dots OK \end{aligned}$$

Keterangan :

- *Bentang Pendek* (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)
- *Persyaratan Desain* (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0.9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

**Kuat Lentur dan Aksial Orde Kedua**

Perhitungan komponen lentur dan aksial terfaktor akibat Orde kedua atau efek  $P-\Delta$  ditentukan berdasarkan SNI 1729:2015 lampiran (8), dengan persamaan sebagai berikut :

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

dengan,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1/P_{e1}} \geq 1.00$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e\_story}}}$$

a. Kuat Lentur Orde Kedua ( $M_r$ ) Arah X

Didapatkan data perencanaan dari SAP dan bentuk struktur sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} M_1 = 208,44 \text{ kg.m} & P_1 = 956909 \text{ kg} \\ M_2 = 1145,4 \text{ kg.m} & L = 307,8 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} M_{nt} = 1145,4 \text{ kg.m} & P_{nt} = 425190 \text{ kg} \\ M_{lt} = 14112,82 \text{ kg.m} & P_{lt} = 531719 \text{ kg} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} P_{Story} = 531719 \text{ kg} & \Delta_h = 2,00 \text{ mm} \\ H = 3766,07 \text{ kg} & \end{array}$$

*Perhitungan Komponen  $B_1$*

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI_x}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 477900}{(1 \times 370,8)^2}$$

$$= 54887987,53 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \frac{208,44}{1145,4} = 0,527$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \left( \frac{P_1}{P_{e1}} \right)} \leq 1$$

$$= \frac{0,527}{1 - 1 \left( \frac{956909}{54887987,53} \right)} \leq 1$$

$$= 0,54 \leq 1$$

Sehingga, digunakan  $B_1$  adalah 1,00

*Perhitungan Komponen B<sub>2</sub>*

$$R_m = 1 - 0,15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{e \text{ Story}}} \right) = 1 - 0,15 \left( \frac{956909}{531719} \right) = 0,73$$

$$\begin{aligned} P_{el} &= R_m \frac{HL}{\Delta_h} \\ &= 1,0 \times \frac{6989 \times 4512}{1,93} \\ &= 16340412 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_2 &= \frac{1}{1 - \alpha \left( \frac{P_{\text{Story}}}{P_{e \text{ Story}}} \right)} \leq 1 \\ &= \frac{1}{1 - 1 \left( \frac{939048,9}{16340412} \right)} \leq 1 \\ &= 1,06 \leq 1 \end{aligned}$$

Sehingga, digunakan B<sub>2</sub> adalah 1,06

Maka, perhitungan pembesaran momen adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{ux} &= B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt} \\ &= 1,00 \times 2671,16 + 1,06 \times 33221,63 \\ &= 37918,37 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan perbesaran nilai momen akibat orde kedua arah X sebesar 37918,37 kg.m

*b. Kuat Lentur Orde Kedua (Mr) Arah Y*

Didapatkan data perencanaan dari SAP dan bentuk struktur sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} M_1 = 705,02 \text{ kg.m} & P_1 = 1723404 \text{ kg} \\ M_2 = 2147,92 \text{ kg.m} & L = 451,2 \text{ cm} \end{array}$$

$$M_{nt} = 2147,92 \text{ kg.m} \quad P_{nt} = 939048,9 \text{ kg}$$

$$M_{lt} = 29749,68 \text{ kg.m} \quad P_{lt} = 784354,9 \text{ kg}$$

$$P_{\text{Story}} = 939048,87 \text{ kg} \quad \Delta_h = 1,755 \text{ mm}$$

$$H = 6307,26 \text{ kg}$$

*Perhitungan Komponen B<sub>1</sub>*

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI_x}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 477900}{(1 \times 451,2)^2}$$

$$= 46337072,2 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( \frac{705,02}{2147,92} \right)$$

$$= 0,4687$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \left( \frac{P_1}{P_{e1}} \right)} \leq 1$$

$$= \frac{0,4687}{1 - 1 \left( \frac{1723404}{46337072} \right)} \leq 1$$

$$= 0,4868 \leq 1$$

Sehingga, digunakan B<sub>1</sub> adalah 1,00

*Perhitungan Komponen B<sub>2</sub>*

$$R_m = 1 - 0,15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{e \text{ Story}}} \right) = 1 - 0,15 \left( \frac{0}{939048,9} \right)$$

$$= 1,00$$

$$P_{e1} = R_m \frac{HL}{\Delta_h} = 1,0 \times \frac{6307 \times 4512}{1,755} = 16215588 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 B_2 &= \frac{1}{1 - \alpha \left( \frac{P_{Story}}{P_{e Story}} \right)} \leq 1 \\
 &= \frac{1}{1 - 1 \left( \frac{939048,9}{16215588} \right)} \leq 1 \\
 &= 1,061 \leq 1
 \end{aligned}$$

Sehingga, digunakan  $B_2$  adalah 1,061

Maka, perhitungan pembesaran momen adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_{uy} &= B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt} \\
 &= 1,00 \times 2147 + 1,06 \times 299749,68 \\
 &= 33726,31 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan perbesaran nilai momen akibat orde kedua arah Y sebesar 33726,31 kg.m

a. Kuat Aksial Orde Kedua (Pr)

Didapatkan data perencanaan dari SAP serta perhitungan sebelumnya sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P_{nt} &= 939048,9 \text{ kg.m} & B_2 &= 1,06 \text{ kg} \\
 P_{lt} &= 784354,9 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_r &= P_{nt} + B_2 \times P_{lt} \\
 &= 939048,9 + 1,06 \times 784354,9 \\
 &= 1771618 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

**Kontrol Interaksi Aksial dan Momen**

Data perencanaan di dapatkan dari perhitungan sebelumnya, dengan hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= 37918,37 \text{ kg.m} & P_n &= 2764875 \text{ kg} \\
 M_{uy} &= 33726,31 \text{ kg.m} & M_n &= 364135,42 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$P_r = 1771618,08 \text{ kg}$$



Maka, Persamaan Interaksinya adalah :

$$\phi P_n = 0,85 \times 2764875 = 2488387,5 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1771618,076}{2488387,5} = 0,712 > 0,2$$

Maka, menggunakan persamaan *interaksi 1* dengan rumusan sebagai berikut :

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{1771618,08}{2488387,5} + \frac{8}{9} \left( \frac{37918,37}{364135,42} + \frac{33726,31}{364135,42} \right) \leq 1,0$$

$$0,91 \leq 1,0 \quad OK$$

Maka kolom RCFT dengan dimensi profil HSS 700.700.25.25 dapat digunakan.

### 4.4.3 Balok Link

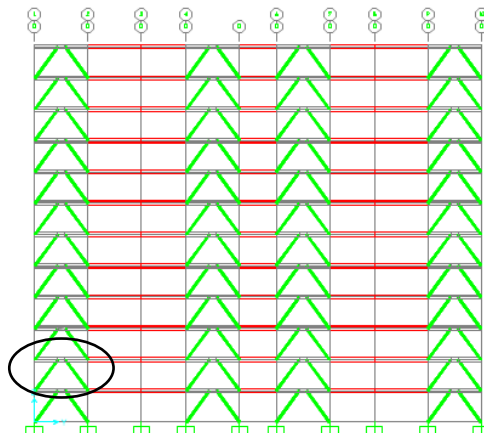
#### 4.4.3.1 Link Arah Memanjang

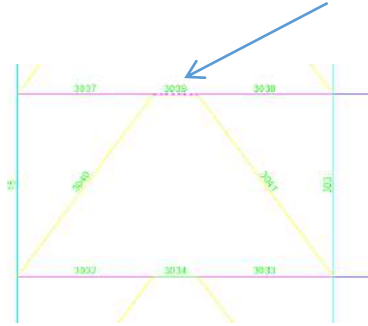
Pada perhitungan Link Arah Memanjang dipilih link dengan nilai geser terbesar yaitu pada Elemen 3039. Panjang link beam direncanakan sepanjang 100 cm. Untuk Link Arah Memanjang digunakan profil WF 600 x 300 x 20 x 12, dengan data perencanaan sebagai berikut :

d	= 588 mm	ix	= 24,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 6,85 cm
tf	= 20 mm	Zx	= 4309 cm
tw	= 12 mm	Zy	= 899 cm
A	= 192,5 cm <sup>2</sup>	Sx	= 4020 cm
w	= 151 kg/m	Sy	= 601 cm
Ix	= 118000 mm <sup>4</sup>	r	= 28 cm
Iy	= 9020 mm <sup>4</sup>	h	= 492 cm

Dari hasil output SAP 2000v19 untuk Link Arah Memanjang didapat gaya dalam sebagai berikut :

Mu	= 17076,23 kg.m	Nu	= 8688,59 kg
Vu	= 28565,49 kg	Δe	= 2,031 mm





Kontrol terhadap beban aksial terfaktor

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 192,5 \times 2500 = 481250 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Terhadap Kuat Tekan

$$\begin{aligned} N_u &< 0,15 N_y \\ 8688,59 &< 0,15 \times 481250 \\ 8688,59 &< 72187,50 \longrightarrow \text{Tidak} \quad \text{Dipertimbangkan} \\ &\quad \text{pada Kuat geser rencana} \end{aligned}$$

Maka pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana di asumsikan  $N_u$  adalah 0 kg atau tidak diperhitungkan.

Kemudian di kontrol terhadap nilai  $N_u / \phi N_y > 0.125$  atau  $N_u / \phi N_y < 0.125$  untuk menentukan persamaan yang akan digunakan pada perhitungan rasio lebar terhadap tebal, sudut roasi link dan geser penampang.

$$\begin{aligned} N_u / \phi N_y &< 0,125 \\ 0 &< 0,125 \\ 0 &< 0,125 \longrightarrow \text{Persyaratan 1} \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- Kontrol Aksial Terfaktor (Pasal 15.13.2.5 dan 6 SNI 03-1729-2002)

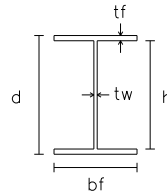
## Kontrol Kapasitas Penampang

### Kapasitas Momen Penampang

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{400} = 7,5$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$



### Cek Persyaratan

$$\begin{array}{ccc} \lambda & < & \lambda_p \\ 7,5 & < & 8,54 \end{array} \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Badan

Karena  $Nu / \phi Ny < 0.125$  , maka perhitungannya sebagai berikut :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= \frac{1365}{\sqrt{fy}} \left( 1 - 1,54 \frac{Nu}{\phi Ny} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{fy}} \\ &= \frac{1365}{15,8} (1 - 1,54 \times 0,00) \geq \frac{665}{15,8} \\ &= 86,33 \end{aligned}$$

### Cek Persyaratan

$$\begin{array}{ccc} \lambda & < & \lambda_p \\ 41 & < & 86,33 \end{array} \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Karena Penampang Kompak pada Kontrol Penampang maka persamaan perhitungannya sebagai berikut :

### Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} Mn = Mp &= Zx \times Fy \\ &= 4309 \times 2500 \\ &= 10772280 \text{ kg.cm} = 107722,8 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 Mu &< \phi M_n \\
 17076,2 &< 0.9 \times 107722,8 \\
 17076,2 &< 96950,52 \text{ kg.m} \quad \dots OK
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Penampang Kompak* (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)
- *Persyaratan Desain* (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0.9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)
- *Pelat Badan dan Sayap* (Tabel 15.7-1 SNI 03-1729-2002)

**Kapasitas Geser Penampang**

Karena  $N_u / \phi N_y < 0.125$  , maka perhitungan kuat geser nominal link ( $V_n$ ) diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $\frac{2Mp}{e}$  , dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{a. } V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (59 - 2 \times 2) \times 1,2 \\
 &= 98640 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } \frac{2Mp}{e} &= \frac{2 \times Z_x \times f_y}{e} \\
 &= \frac{2 \times 4309 \times 2500}{100} \\
 &= 215445,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka, kuat geser nominal ( $V_n$ ) yang menentukan adalah 98640 kg

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_n \\
 28565,5 &< 0.9 \times 98640 \\
 28565,5 &< 88776 \text{ kg.m} \rightarrow \dots OK
 \end{aligned}$$

Keterangan :

- Kontrol Geser Rencana (Pasal 15.13.2.6 SI 03-1729-2002)

### Kontrol Sudut Rotasi Link

Karena  $Nu / \phi N_y < 0.125$  , maka persyaratan kategori jenis link adalah sebagai berikut :

$$1,6 \frac{Mp}{Vp} \geq e \leq 2,6 \frac{Mp}{Vp}$$

$$1,6 \frac{10772280}{98640} \geq 100 \leq 2,6 \frac{10772280}{98640}$$

$$174,73 \geq 100 \leq 283,94$$

Dari hasil diatas, jenis link termasuk kategori *Link Geser* sehingga berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7 didapatkan Sudut Rotasi Link yang diijinkan ( $\Delta$ ) untuk Link Geser adalah sebagai berikut :

$$- \gamma_{maks} = 0,08 \text{ rad} \quad (e \leq 1,6 \frac{Mp}{Vp})$$

$$\begin{aligned} - \Delta &= Cd \times \Delta e \\ &= 4 \times 2,031 \text{ mm} \\ &= 8,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \gamma_p &= \left( \frac{L}{e} \right) \times \theta_p = \left( \frac{L}{e} \right) \times \left( \frac{\Delta}{h1} \right) \\ &= \left( \frac{7200}{1000} \right) \frac{9,51}{4200} \\ &= 0,014 \text{ rad} \end{aligned}$$

### Cek Persyaratan

$$\gamma_{maks} > \gamma_p$$

$$0,08 \text{ rad} > 0,014 \text{ rad} \longrightarrow \dots OK$$

Sehingga profil WF 600 x 300 x 20 x 12 dapat digunakan sebagai Balok Link Arah Memanjang

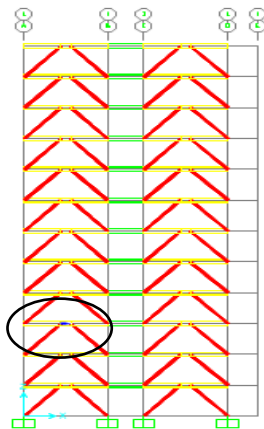
#### 4.4.3.2 Link Arah Melintang

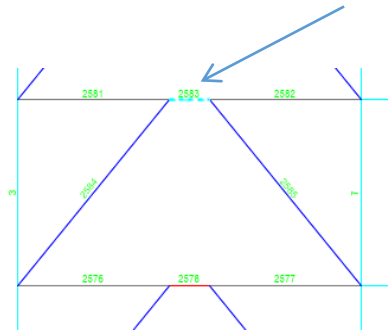
Pada perhitungan Link Arah Memanjang dipilih link dengan nilai geser terbesar yaitu pada Elemen 2583. Panjang link beam direncanakan sepanjang 100 cm. Untuk Link Arah Memanjang digunakan profil WF 600 x 300 x 20 x 12 dengan data profil sebagai berikut :

d	= 588 mm	ix	= 24,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 6,85 cm
tf	= 20 mm	Zx	= 4309 cm
tw	= 12 mm	Zy	= 899 cm
A	= 192,5 cm <sup>2</sup>	Sx	= 4020 cm
w	= 151 kg/m	Sy	= 601 cm
Ix	= 118000 mm	r	= 28 cm
Iy	= 9020 mm	h	= 492 cm

Dari hasil output SAP 2000v14 untuk Link Arah Memanjang didapat gaya dalam sebagai berikut :

Mu	= 18964,57 kg.m	Nu	= 11857,85 kg
Vu	= 34227,93 kg	Δe	= 3,103 mm





Kontrol terhadap beban aksial terfaktor

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 192,5 \times 2500 \\ &= 481250 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Terhadap Kuat Tekan

$$\begin{aligned} N_u &< 0,15 N_y \\ 11857,85 &< 0,15 \times 481250 \\ 11857,85 &< 72187,50 \longrightarrow \text{Tidak Dipertimbangkan pada} \\ &\hspace{10em} \text{Kuat geser rencana} \end{aligned}$$

Maka pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana di asumsikan  $N_u$  adalah 0 kg atau tidak diperhitungkan. Kemudian di kontrol terhadap nilai  $N_u / \phi N_y > 0,125$  atau  $N_u / \phi N_y < 0,125$  untuk menentukan persamaan yang akan digunakan pada perhitungan rasio lebar terhadap tebal, sudut roasi link dan geser penampang.

$$\begin{aligned} N_u / \phi N_y &< 0,125 \\ 0 &< 0,125 \\ 0 &< 0,125 \longrightarrow \text{Persyaratan 1} \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- Kontrol Aksial Terfaktor (Pasal 15.13.2.5 dan 6 SNI 03-1729-2002)



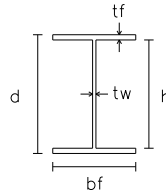
### Kontrol Kapasitas Penampang

#### Kapasitas Momen Penampang

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{400} = 7,5$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$



#### Cek Persyaratan

$$\begin{array}{ccc} \lambda & < & \lambda_p \\ 7,5 & < & 8,54 \end{array} \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Badan

Karena  $Nu / \phi Ny < 0.125$  , maka perhitungannya sebagai berikut :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= \frac{1365}{\sqrt{fy}} \left( 1 - 1,54 \frac{Nu}{\phi Ny} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{fy}} \\ &= \frac{1365}{15,8} (1 - 1,54 \times 0,00) \geq \frac{665}{15,8} \\ &= 86,33 \end{aligned}$$

#### Cek Persyaratan

$$\begin{array}{ccc} \lambda & < & \lambda_p \\ 41 & < & 86,33 \end{array} \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Karena Penampang Kompak pada Kontrol Penampang maka persamaan perhitungannya sebagai berikut :

Penampang Kompak :

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p &= Z_x \times F_y \\
 & &= 4309 \times 2500 \\
 & &= 10772280 \text{ kg.cm} = 107722,8 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 M_u &< \phi M_n \\
 18964,6 &< 0,9 \times 107722,8 \\
 18964,6 &< 96950,52 \text{ kg.m} \longrightarrow \dots OK
 \end{aligned}$$

Keterangan :

- *Penampang Kompak* (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)
- *Persyaratan Desain* (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0,9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)
- *Pelat Badan dan Sayap* (Tabel 15.7-1 SNI 03-1729-2002)

**Kapasitas Geser Penampang**

Karena  $N_u / \phi N_y < 0,125$  , maka perhitungan kuat geser nominal link ( $V_n$ ) diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $\frac{2M_p}{e}$  , dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{a. } V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (59 - 2 \times 2) \times 1,2 \\
 &= 98640 \text{ kg} \\
 \text{c. } \frac{2M_p}{e} &= \frac{2 \times Z_x \times f_y}{e} \\
 &= \frac{2 \times 4309 \times 2500}{100} \\
 &= 215445,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka, kuat geser nominal ( $V_n$ ) yang menentukan adalah 98640 kg

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_n \\
 34227,9 &< 0,9 \times 98640 \\
 34227,9 &< 88776 \text{ kg.m} \longrightarrow \dots OK
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Kontrol Geser Rencana (Pasal 15.13.2.6 SI 03-1729-2002)*

### **Kontrol Sudut Rotasi Link**

Karena  $Nu / \phi N_y < 0.125$  , maka persyaratan kategori jenis link adalah sebagai berikut :

$$1,6 \frac{M_p}{V_p} \geq e \leq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$1,6 \frac{10772280}{98640} \geq 100 \leq 2,6 \frac{10772280}{98640}$$

$$174,73 \geq 100 \leq 283,94$$

Dari hasil diatas, jenis link termasuk kategori *Link Geser* sehingga berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7 didapatkan Sudut Rotasi Link yang diijinkan ( $\Delta$ ) untuk Link Geser adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} - \gamma_{\text{maks}} &= 0,08 \text{ rad } (e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p}) \\ - \Delta &= C_d \times \Delta_e \\ &= 4 \times 3,103 \text{ mm} = 12,41 \text{ mm} \\ - \gamma_p &= \left( \frac{L}{e} \right) \times \theta_p = \left( \frac{L}{e} \right) \times \left( \frac{\Delta}{h1} \right) \\ &= \left( \frac{8400}{1000} \right) \frac{11,27}{4200} \\ &= 0,025 \text{ rad} \end{aligned}$$

### Cek Persyaratan

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{maks}} &> \gamma_p \\ 0,08 \text{ rad} &> 0,025 \text{ rad} \longrightarrow \dots OK \end{aligned}$$

Sehingga profil WF 600 x 300 x 20 x 12 dapat digunakan sebagai Balok Link Arah Melintang

## Rekapitulasi balok link

Tipe Link	Mu	Vu	$\Delta e$	KONTROL
WF. 600.300.20.12 MEM	10180,23 kgm	15709,24 kg	1,6097	MEMENUHI
WF. 600.300.20.12 MEL	10699,88 kgm	18900,24 kg	1,8046	MEMENUHI

#### 4.4.3.3 Pengaku Link Arah Memanjang

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bresing pada Link, harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari  $(bf - 2tf)$  dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara  $0,75t_w$  atau 10 mm,  $bf$  dan  $t_w$  merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan Link.

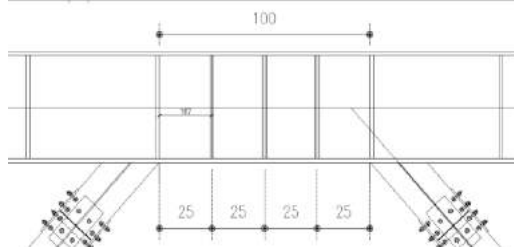
Dari hasil perhitungan Balok Link sebelumnya, link termasuk jenis *Link Geser* ( $e \leq M_p / V_p$ ) dengan ketentuan pengaku link sebagai berikut :

Perhitungan Jarak Pengaku Link :

$$\begin{aligned} \text{Untuk } \gamma &= 0,08 \text{ radian} \\ S &= 30 \times t_w - d / 5 \\ &= 30 \times 1,2 - 58,8 / 5 = 24,24 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } \gamma &= 0,02 \text{ radian} \\ S &= 52 \times t_w - d / 5 \\ &= 52 \times 1,2 - 58,8 / 5 = 50,64 \text{ cm} \end{aligned}$$

Karena Link Termasuk *Link Geser* maka, di pakai jarak pengaku link 0,08 rad yaitu  $S = 24,24 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$



Gambar 4. 26 Jarak pengaku link pada arah memanjang

#### 4.4.3.4 Pengaku Link Arah Melintang

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bresing pada Link, harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari  $(bf - 2tf)$  dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara  $0,75tw$  atau 10 mm,  $bf$  dan  $tw$  merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan Link.

Dari hasil perhitungan Balok Link sebelumnya, link termasuk jenis *Link Geser* ( $e \leq Mp / Vp$ ) dengan ketentuan pengaku link sebagai berikut :

Perhitungan Jarak Pengaku Link :

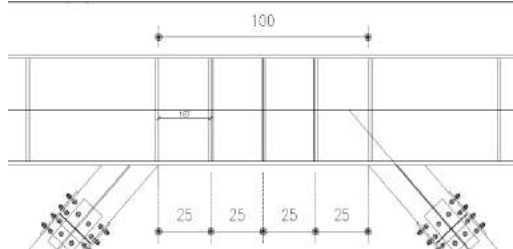
Untuk  $\gamma = 0,08$  radian

$$\begin{aligned} S &= 30 \times tw - d / 5 \\ &= 30 \times 1,2 - 58,8 / 5 = 24,24 \text{ cm} \end{aligned}$$

Untuk  $\gamma = 0,02$  radian

$$\begin{aligned} S &= 52 \times tw - d / 5 \\ &= 52 \times 1,2 - 58,8 / 5 = 50,64 \text{ cm} \end{aligned}$$

Karena Link Termasuk *Link Geser* maka, di pakai jarak pengaku link 0,08 rad yaitu  $S = 24,24 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$



Gambar 4. 27 Jarak pengaku link pada arah melintang

#### 4.4.4 Balok Luar Link

##### 4.4.4.1 Balok Luar Link Memanjang

Untuk Balok Luar Link Arah Memanjang digunakan profil WF 600 x 300 x 20 x 12 dengan data profil sebagai berikut:

d	= 588	mm	ix	= 24,8	cm
bf	= 300	mm	iy	= 6,85	cm
tf	= 20	mm	Zx	= 4309	cm
tw	= 12	mm	Zy	= 899	cm
A	= 192,5	cm <sup>2</sup>	Sx	= 4020	cm
w	= 151	kg/m	Sy	= 601	cm
Ix	= 118000	mm	r	= 28	cm
Iy	= 9020	mm	h	= 492	cm

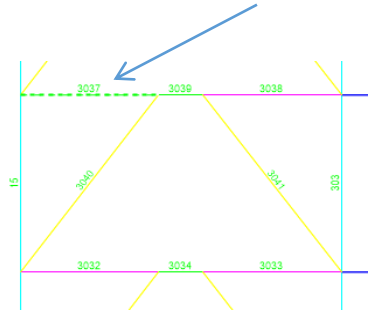
Dari hasil output SAP 2000v14 untuk Balok Luar Link Arah Memanjang didapat gaya dalam sebagai berikut :

$$Mu = 16332,93 \text{ kg.m}$$

$$Vu = 5953,96 \text{ kg}$$

Gaya dalam yang dihasilkan dari program bantu SAP 2000v14 diperoleh dari Frame 2605 dengan Kombinasi 1.2D + 1 Ex + 1 L untuk Momen dan Geser Maksimum, dan Aksial Maksimum.

Kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar *link* diambil berdasarkan *SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2 ayat 1*, bahwa kuat perlu balok yang terletak diluar link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar  $R_y.V_n$  : Kuat Geser Perlu Balok di Luar Link Untuk menentukan kuat geser perlu pada balok luar link terlebih dahulu menentukan kuat geser nominal link. Kuat geser nominal link ( $V_n$ ) diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $\frac{2Mp}{e}$ , dengan perhitungan sebagai berikut :



Gambar Denah balok luar link arah memanjang

$$\begin{aligned}
 \text{a. } V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (59 - 2 \times 2) \times 1,2 \\
 &= 98640 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } \frac{2Mp}{e} &= \frac{2 \times Z_x \times f_y}{e} = \frac{2 \times 4309 \times 2500}{100} \\
 &= 215445,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka, kuat geser nominal ( $V_n$ ) yang menentukan adalah 74580 kg. Sehingga kuat geser perlu ( $V_u$ ) perumusannya sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,1 \times R_y \times V_n \\
 &= 1,1 \times 1,5 \times 98640 \\
 &= 162756 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

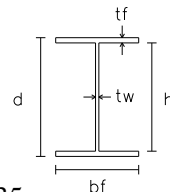
- Kontrol Geser Rencana (Pasal 15.13.2.6 SI 03-1729-2002)
- Kuat geser Perlu (SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2 ayat 1)

### Kapasitas Momen Penampang

#### Pelat Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$





Pelat Sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

Cek Persyaratan Kontrol Penampang :

- Pelat Badan :

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{pw}$$

$$41 < 106,35 \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf}$$

$$7,5 < 10,75 \longrightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

Keterangan :

- Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1 SNI 1729:2015)

Karena Penampang Kompak pada Kontrol Penampang maka persamaan perhitungannya sebagai berikut :

Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= Z_x \times F_y \\ &= 4309 \times 2500 \\ &= 10772280 \text{ kg.cm} = 107722,8 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 16332,9 &< 0,9 \times 107722,8 \\ 16332,9 &< 96950,52 \text{ kg.m} \longrightarrow \dots OK \end{aligned}$$

Keterangan :

- Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1727: 2015)
- Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1727:2015)
- $\phi = 0,9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1727:2015)

**Kapasitas Geser Penampang :**

Kekuatan Geser Nominal ( $V_n$ ) untuk balok diluar link dihitung menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$V_n \times R_y$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v R_y$$

Karena penampang menerima beban transfersal maka, perhitungan  $C_v$  dan  $K_v$  dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

Menentukan Koefisien Tekuk Geser pelat Badan ( $K_v$ ) :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{L-e}{2} = \frac{7200-1000}{2} = 3100 \text{ mm}$$

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{\alpha}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{3100}{492}\right)^2} = 5,126$$

Menentukan Koefisien Geser Badan ( $C_v$ ):

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}}$$

$$\frac{492}{12} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5,126 \times 200000}{250}}$$

$$41 \leq 87,73 \quad ; C_v = 1,0$$

Sehingga didapatkan nilai  $C_v$  adalah 1,0 , maka perhitungan kontrol gesernya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \times R_y \\ &= 0,6 \times 2500 \times 70,56 \times 1,0 \times 1,5 \\ &= 158760 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,9 \times 158760 \text{ kg} \\ &= 142884 \text{ kg}\end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Kontrol Geser (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)*
- $R_y = 1,5$  (*Pasal 15.5.2 SNI 03-1729-2002*)
- $\phi = 0.9$  (*Pasal G1 SNI 1729:2015*)

### **Kontrol Interaksi Geser dan Lentur**

Pada perhitungan balok diluar link, dengan program bantuan SAP 2000 di dapatkan Output Momen Maksimum adalah 10586,9 kg.m.

Maka perhitungan interaksi geser lenturnya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &\leq 1,375 \\ \frac{16332,93}{96950,52} + 0,625 \frac{162756,0}{142884,0} &\leq 1,375 \\ 0,88 &\leq 1,375 \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Interaksi Geser Lentur (Bab 8 Pasal 8.9.3 SNI 03-1729-2002)*

#### 4.4.4.2 Balok Luar Link Melintang

Untuk Balok Luar Link Arah Memanjang digunakan profil WF 600 x 300 x 20 x 12 dengan data profil sebagai berikut:

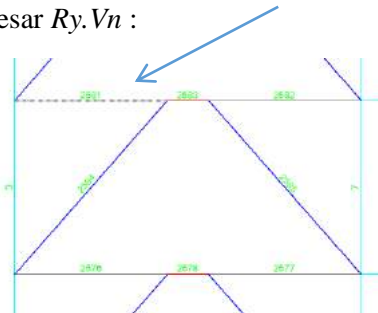
d	= 588	mm	ix	= 24,8	cm
bf	= 300	mm	iy	= 6,85	cm
tf	= 20	mm	Zx	= 4309	cm
tw	= 12	mm	Zy	= 899	cm
A	= 192,5	cm <sup>2</sup>	Sx	= 4020	cm
w	= 151	kg/m	Sy	= 601	cm
Ix	= 118000	mm	r	= 28	cm
Iy	= 9020	mm	h	= 492	cm

Dari hasil output SAP 2000v19 untuk Balok Luar Link Arah Melintang didapat gaya dalam sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 18140,94 \text{ kg.m} \\ \text{Vu} &= 7935,24 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya dalam yang dihasilkan dari program bantu SAP 2000v14 diperoleh dari Frame 2581 dengan Kombinasi 1.2 D + 1 Ex + 1 L untuk Momen dan Geser Maksimum, dan Aksial Maksimum.

Kuat perlu dan kuat rencana geser balok yang terletak di luar link diambil berdasarkan *SNI 03-129-2002 Pasal 15.13.6.2 ayat 1*, bahwa kuat perlu balok yang terletak diluar link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar  $R_y.V_n$  :



### Kuat Geser Perlu Balok di Luar Link

Untuk menentukan kuat geser perlu pada balok luar link terlebih dahulu menentukan kuat geser nominal link. Kuat geser nominal link ( $V_n$ ) diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $\frac{2Mp}{e}$ , dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{a. } V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (59 - 2 \times 2) \times 1,2 \\ &= 98640 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. } \frac{2Mp}{e} &= \frac{2 \times Z_x \times f_y}{e} = \frac{2 \times 4309 \times 2500}{100} \\ &= 215445,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka, kuat geser nominal ( $V_n$ ) yang menentukan adalah 98640 kg. Sehingga kuat geser perlu ( $V_u$ ) perumusannya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_u &= 1,1 \times R_y \times V_n \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 98640 = 162756 \text{ kg} \end{aligned}$$

*Keterangan :*

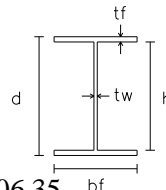
- Kontrol Geser Rencana (Pasal 15.13.2.6 SI 03-1729-2002)
- Kuat geser Perlu (SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2 ayat 1)

### Kapasitas Momen Penampang

Pelat Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$



Pelat Sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

Cek Persyaratan Kontrol Penampang :

- Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw}$$

$$41 < 106,35 \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$7,5 < 10,75 \longrightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

Keterangan :

- Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1 SNI 1729:2015)

Karena Penampang Kompak pada Kontrol Penampang maka persamaan perhitungannya sebagai berikut :

Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= Z_x \times F_y \\ &= 4309 \times 2500 \\ &= 10772280 \text{ kg.cm} = 107722,8 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$M_u < \phi M_n$$

$$18140,9 < 0,9 \times 107722,8$$

$$18140,9 < 96950,52 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK}$$

Keterangan :

- Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1727: 2015)
- Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1727:2015)
- $\phi = 0,9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1727:2015)

**Kapasitas Geser Penampang :**

Kekuatan Geser Nominal ( $V_n$ ) untuk balok diluar link dihitung menggunakan perumusan sebagai berikut :

$$V_n \leq R_y$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v R_y$$

Karena penampang menerima beban transfersal maka, perhitungan  $C_v$  dan  $K_v$  dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

Menentukan Koefisien Tekuk Geser pelat Badan ( $K_v$ ) :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{L - e}{2} = \frac{8400 - 1000}{2} = 3700 \text{ mm}$$

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{\alpha}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{3700}{492}\right)^2} = 5,088$$

Menentukan Koefisien Geser Badan ( $C_v$ ):

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}}$$

$$\frac{492}{12} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5,088 \times 200000}{250}}$$

$$41 \leq 70,186 \quad ; C_v = 1,0$$

Sehingga didapatkan nilai  $C_v$  adalah 1,0 , maka perhitungan kontrol gesernya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \times R_y \\ &= 0,6 \times 2500 \times 70,56 \times 1,0 \times 1,5 \\ &= 158760 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,9 \times 158760 \text{ kg} \\ &= 142884 \text{ kg}\end{aligned}$$

*Keterangan :*

- Kontrol Geser (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)
- $R_y = 1,5$  (Pasal 15.5.2 SNI 03-1729-2002)
- $\phi = 0.9$  (Pasal G1 SNI 1729:2015)

### Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

Pada perhitungan balok diluar link, dengan program bantuan SAP 2000 di dapatkan Output Momen Maksimum adalah 12342,6 kg.m.

Maka perhitungan interaksi geser lenturnya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &\leq 1,375 \\ \frac{18072,08}{96950,52} + 0,625 \frac{162756,0}{142884,0} &\leq 1,375 \\ 0,90 &\leq 1,375 \text{ .....OK!}\end{aligned}$$

*Keterangan :*

- Interaksi Geser Lentur (Bab 8 Pasal 8.9.3 SNI 03-1729-2002)

### Rekapitulasi Balok Luar Link

Tipe Balok Luar Link	Mu	Vu	KONTROL
WF. 600.300.20.12 MEM	9745,57 kgm	4378,6 kg	MEMENUHI
WF. 600.300.20.12 MEL	10242,4 kgm	5572,46 kg	MEMENUHI

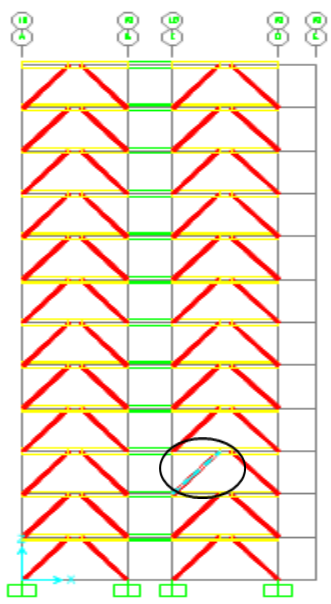


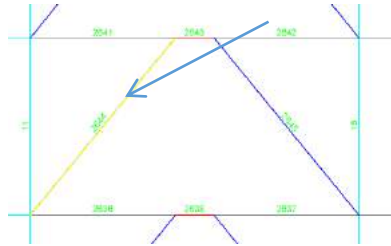
4.4.5    Bresing

4.4.5.1   Bresing Arah Melintang

Untuk Bresing Arah Memanjang digunakan profil WF 200 x 200 x 8 x 12 dengan data profil sebagai berikut :

d	=	200 mm	ix	=	8,62	cm
bf	=	200 mm	iy	=	5,02	cm
tf	=	12 mm	Zx	=	513	cm
tw	=	8 mm	Zy	=	240	cm
A	=	63,5 cm <sup>2</sup>	Sx	=	472	cm
w	=	49,9 kg/m	Sy	=	150	cm
Ix	=	4720 mm	r	=	13	cm
Iy	=	1600 mm	h	=	150	cm





Berdasarkan *SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1*, kombinasi aksial dan lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh link yaitu sebesar 1,25 kali geser nominal ( $V_n$ ) sebesar  $R_y V_n$ .

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (20 - 2 \times 1,2) \times 0,8 \\ &= 21120 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 \times R_y \times V_n \\ &= 1,25 \times 1,5 \times 21120 = 39600 \text{ kg} \end{aligned}$$

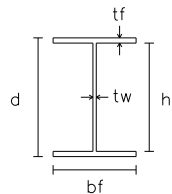
$$\begin{aligned} P_{u \text{ Tekan}} &= P_{u \text{ Tarik}} \\ &= \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{39600}{\sin 48,62^\circ} = 52774,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

### Kapasitas Momen Penampang

#### Pelat Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150}{8} = 18,75$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$



Pelat Sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{200}{24} = 8,33$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

Cek Persyaratan Kontrol Penampang :

Pelat Badan :

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{pw}$$

$$18,75 < 106,35 \quad \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf}$$

$$8,33 < 10,75 \quad \longrightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

Keterangan :

- Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1 SNI 1729:2015)

Karena Penampang Kompak pada maka persamaan perhitungan momennya sebagai berikut :

Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} M_{nx} &= Z_x \times F_y \\ &= 513 \times 2500 \\ &= 1282880 \text{ kg.cm} = 12828,8 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= Z_y \times F_y \\ &= 240 \times 2500 \\ &= 599540 \text{ kg.cm} = 5995,4 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Hasil Output Momen dari SAP 2000v14 didapatkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 855,72 \text{ kg.m} \\ M_{uy} &= 192,06 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Mux} & < & \phi \text{ Mnx} \\
 855,72 & < & 0.9 \times 12828,8 \\
 855,72 & < & 11545,92 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK} \\
 \\ 
 \text{Muy} & < & \phi \text{ Mny} \\
 192,06 & < & 0.9 \times 5995,4 \\
 192,06 & < & 5395,86 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK}
 \end{array}$$

**Kapasitas Kuat Tekan Penampang**Kontrol Kelangsingan Penampang

Pelat Badan

$$\frac{h}{tw} = \frac{200}{8} = 25,00$$

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

Pelat Sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{200}{24} = 8,33$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

Cek Persyaratan Kontrol Penampang :

Pelat Badan :

$$\begin{array}{rcl}
 \frac{h}{tw} & < & \lambda_r \\
 25,00 & < & 42,14 \longrightarrow \text{Penampang Non Langsing}
 \end{array}$$

Pelat Sayap :

$$\begin{array}{rcl}
 \frac{bf}{2tf} & < & \lambda_r \\
 8,33 & < & 15,84 \longrightarrow \text{Penampang Non Langsing}
 \end{array}$$

*Keterangan :*

- Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1a SNI 1729:2015)

Karena Penampang Non Langsing pada maka perhitungan kuat tekan nominalnya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{- Panjang Profil } (L_{Br}) &= \sqrt{a^2 + b^2} \\ &= \sqrt{420^2 + 370^2} = 559,73 \text{ cm} \\ \text{- } K &= 1 \quad (\text{Lampiran 7 Pasal 7.2 ayat 3a SNI 1729:2015}) \end{aligned}$$

$$\text{Arah X} = \frac{KL}{i_x} = \frac{559,73}{8,62} = 64,93$$

$$\text{Arah Y} = \frac{KL}{i_y} = \frac{559,73}{5,02} = 111,50$$

Maka, diambil  $\frac{KL}{i}$  dengan nilai terbesar yaitu 111,50

Cek Tegangan Kritis ( $F_{cr}$ ) :

$$\frac{KL}{i} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$111,50 \leq 4,71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$111,50 \leq 133,22 \rightarrow \text{Persyaratan 1}$$

Maka, nilai tegangan kritis dengan persyaratan 1 adalah sebagai berikut :

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{\left(\frac{1 \times 5597}{50,2}\right)^2} = 158,773 \text{ MPa}$$

dimana ,

$$F_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) f_y = \left[ 0,685^{\frac{250}{158,773}} \right] \cdot 250$$

$$= 129,337 \text{ MPa} = 1293,37 \text{ kg/cm}^2$$

### **Kuat Tekan Nominal ( $P_n$ ) :**

$$P_n = F_{cr} \times A_g \times R_y$$

$$= 1293,37 \times 63,5 \times 1,5 = 123251,8 \text{ kg}$$

### Cek Persyaratan Desain :

$$P_u < \phi P_n$$

$$52774,7 < 0,9 \times 123251,8$$

$$52774,7 < 104764,02 \text{ kg.m} \rightarrow \dots OK$$

### *Keterangan :*

- *Kuat Tekan Nominal* (Pasal E3 Pers. E3-1 SNI 1729: 2015)
- *Tegangan Kritis* (Bab E Pasal E3 SNI 1729: 2015)
- *Persyaratan Desain* (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0,9$  (Pasal E1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

### **Kapasitas Kuat Tarik Penampang**

$$P_n = F_y \times A_g \times R_y$$

$$= 2500 \times 63,5 \times 1,5$$

$$= 238237,5 \text{ kg}$$

### *Keterangan :*

- *Kuat Tarik Nominal* (Pasal D2 Pers. D2-1 SNI 1729:2015)

### Cek Persyaratan Desain :

$$P_u < \phi P_n$$

$$52774,7 < 0,9 \times 238237,5$$

$$52774,7 < 214413,75 \text{ kg} \rightarrow \dots OK$$

### **Kontrol Interaksi Aksial Lentur**

Data perencanaan di dapatkan dari perhitungan sebelumnya, dengan hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= 855,72 \text{ kg.m} & P_u &= 52774,74 \text{ kg} \\
 M_{uy} &= 192,06 \text{ kg.m} & P_n &= 123251,79 \text{ kg} \\
 M_{nx} &= 12828,8 \text{ kg.m} & M_{ny} &= 5995,4 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Maka, Persamaan Interaksinya adalah :

$$\phi P_n = 0,85 \times 123251,79 = 104764,02 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{52774,74}{104764,02} = 0,504 > 0,2$$

Maka, menggunakan persamaan *interaksi I* dengan rumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) &\leq 1,0 \\
 0,61 &\leq 1,0 \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

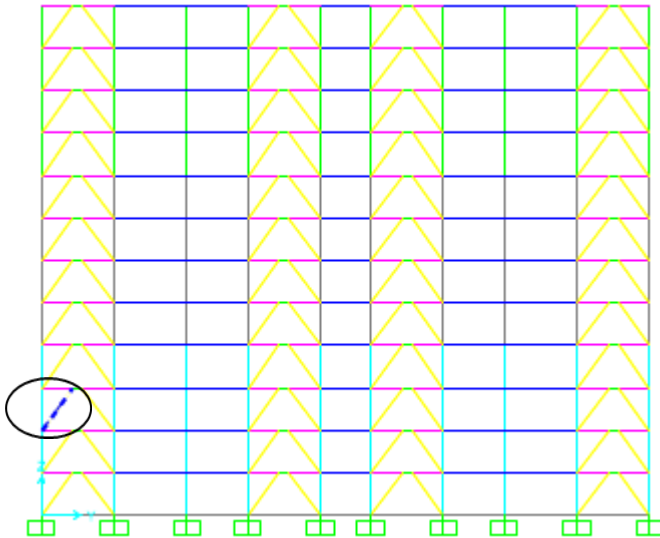
*Keterangan :*

- Pers. Interaksi Aksial Lentur (Pasal 7.4.3.3 SNI 03-1729-2002)

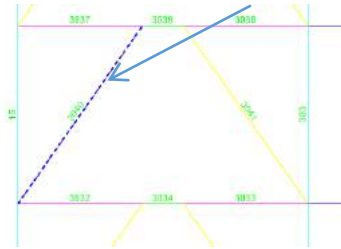
#### 4.4.5.2 Bresing Arah Memanjang

Untuk Bresing Arah Melintang digunakan profil WF 200 x 200 x 8 x 12 dengan data profil sebagai berikut :

d	= 200	mm	ix	= 8,62	cm
bf	= 200	mm	iy	= 5,02	cm
tf	= 12	mm	Zx	= 513	cm
tw	= 8	mm	Zy	= 240	cm
A	= 63,5	cm <sup>2</sup>	Sx	= 472	cm
w	= 49,9	kg/m	Sy	= 160	cm
Ix	= 4720	mm	r	= 13	cm
Iy	= 1600	mm	h	= 150	cm







Berdasarkan *SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1*, kombinasi aksial dan lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh link yaitu sebesar 1,25 kali geser nominal ( $V_n$ ) sebesar  $R_y V_n$ .

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (20 - 2 \times 1,2) \times 0,8 \\ &= 21120 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 \times R_y \times V_n \\ &= 1,25 \times 1,5 \times 21120 \\ &= 39600 \text{ kg} \end{aligned}$$

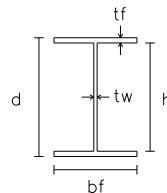
$$\begin{aligned} P_u \text{ Tekan} &= P_u \text{ Tarik} \\ &= \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{39600}{\sin 53,57^\circ} = 49218,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

### Kapasitas Momen Penampang

#### Pelat Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150}{8} = 18,75$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$



Pelat Sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{200}{24} = 8,33$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

Cek Persyaratan Kontrol Penampang :

Pelat Badan :

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{pw}$$

$$18,75 < 106,35 \quad \longrightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf}$$

$$8,33 < 10,75 \quad \longrightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

*Keterangan :**- Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1 SNI 1729:2015)*

Karena Penampang Kompak pada maka persamaan perhitungan momennya sebagai berikut :

Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} M_{nx} &= Z_x \times F_y \\ &= 513 \times 2500 \\ &= 1282880 \text{ kg.cm} = 12828,8 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= Z_y \times F_y \\ &= 240 \times 2500 \\ &= 599540 \text{ kg.cm} = 5995,4 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Hasil Output Momen dari SAP 2000v19 didapatkan sebagai berikut :

$$M_{ux} = 768,28 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 159,41 \text{ kg.m}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{array}{lll}
 \text{Mux} & < & \phi \text{ Mny} \\
 768,28 & < & 0.9 \times 12828,8 \\
 768,28 & < & 11545,92 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK} \\
 \\ 
 \text{Muy} & < & \phi \text{ Mny} \\
 159,41 & < & 0.9 \times 5995,86 \\
 159,41 & < & 5395,86 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK}
 \end{array}$$

**Kapasitas Kuat Tekan Penampang**Kontrol Kelangsingan Penampang

Pelat Badan

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &= \frac{200}{8} = 25,00 \\
 \lambda_r &= 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14
 \end{aligned}$$

Pelat Sayap

$$\begin{aligned}
 \frac{bf}{2tf} &= \frac{200}{24} = 8,33 \\
 \lambda_r &= 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Kontrol Penampang :

Pelat Badan :

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &< \lambda_r \\
 25,00 &< 42,14 \longrightarrow \text{Penampang Non Langsing}
 \end{aligned}$$

Pelat Sayap :

$$\begin{aligned}
 \frac{bf}{2tf} &< \lambda_r \\
 8,33 &< 15,84 \longrightarrow \text{Penampang Non Langsing}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

- Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1a SNI 1729:2015)

Karena Penampang Non Langsing pada maka perhitungan kuat tekan nominalnya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{- Panjang Profil } (L_{Br}) &= \sqrt{a^2 + b^2} \\ &= \sqrt{420^2 + 310^2} = 522,02 \text{ cm} \end{aligned}$$

$K = 1$  ( Lampiran 7 Pasal 7.2 ayat 3a SNI 1729:2015)

$$\text{Arah X} = \frac{KL}{i_x} = \frac{522,02}{8,62} = 60,56$$

$$\text{Arah Y} = \frac{KL}{i_y} = \frac{522,02}{5,02} = 103,99$$

Maka, diambil  $\frac{KL}{i}$  dengan nilai terbesar yaitu 103,99

Cek Tegangan Kritis ( $F_{cr}$ ) :

$$\begin{aligned} \frac{KL}{i} &\leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 103,99 &\leq 4,71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} \end{aligned}$$

$$103,99 \leq 133,22 \longrightarrow \text{Persyaratan 1}$$

Maka, nilai tegangan kritis dengan persyaratan 1 adalah sebagai berikut :

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{\left(\frac{1 \times 5220}{50,2}\right)^2} = 182,545 \text{ MPa}$$

dimana ,

$$F_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) f_y = \left[ 0,685^{\frac{250}{182,545}} \right] \cdot 250$$

$$= 140,928 \text{ MPa} = 1409,28 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat Tekan Nominal ( $P_n$ ) :

$$P_n = F_{cr} \times A_g \times R_y$$

$$= 1409,28 \times 63,5 \times 1,5$$

$$= 134297 \text{ kg}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$P_u < \phi P_n$$

$$49218,6 < 0,9 \times 134297$$

$$49218,6 < 120867,30 \text{ kg.m} \longrightarrow \text{....OK}$$

*Keterangan :*

- Kuat Tekan Nominal (Pasal E3 Pers. E3-1 SNI 1729: 2015)
- Tegangan Kritis (Bab E Pasal E3 SNI 1729: 2015)
- Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
- $\phi = 0,9$  (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

### **Kapasitas Kuat Tarik Penampang**

$$P_n = F_y \times A_g \times R_y$$

$$= 2500 \times 63,5 \times 1,5$$

$$= 238237,5 \text{ kg}$$

*Keterangan :*

- Kuat Tarik Nominal (Pasal D2 Pers. D2-1 SNI 1729:2015)

Cek Persyaratan Desain :

$$P_u < \phi P_n$$

$$49218,6 < 0,9 \times 238237,5$$

$$49218,6 < 214413,75 \text{ kg} \longrightarrow \text{....OK}$$

### **Kontrol Interaksi Aksial Lentur**

Data perencanaan di dapatkan dari perhitungan sebelumnya, dengan hasil sebagai berikut :

$$M_{ux} = 768,28 \text{ kg.m}$$

$$P_u = 49218,59 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 159,41 \text{ kg.m}$$

$$P_n = 134297 \text{ kg}$$

$$M_{nx} = 12828,8 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = 5995,4 \text{ kg.m}$$

Maka, Persamaan Interaksinya adalah :

$$\phi P_n = 0,85 \times 134297 = 114152,45 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{49218,587}{114152,45} = 0,431 > 0,2$$

Maka, menggunakan persamaan *interaksi 1* dengan rumusan sebagai berikut :

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$0,52 \leq 1,0 \quad OK$$

*Keterangan :*

- *Pers. Interaksi Aksial Lentur (Pasal 7.4.3.3 SNI 03-1729-2002)*

### Rekapitulasi Bresing

Tipe Bresing	Mux	Muy	KONTROL
WF. 600.300.20.12 MEM	473,89 kgm	84,88 kg	MEMENUHI
WF. 600.300.20.12 MEL	435,24 kgm	170,14 kg	MEMENUHI

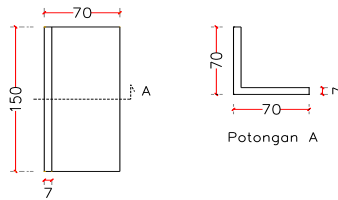
## 4.5 Perencanaan Sambungan

### 4.5.1 Sambungan Balok Anak – Balok Induk

Perencanaan sambungan antara balok anak dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi. Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak terbesar pada sambungan lantai dasar sebesar  $V_u = 13018,17 \text{ kg}$ . Sambungan ini direncanakan dengan perhitungan sebagai berikut :

#### Data Perencanaan :

- Sambungan Baut (A325)
  - $f_u^b = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$
  - $\varnothing \text{ baut} = 16 \text{ mm} = 1,6 \text{ cm}$
  - $A_b = 2,011 \text{ cm}^2$
  - $r_1 = 0,5 \text{ *Pasal 13.2.2.1 SNI 03-1729-2002}$
  - $m = 2 \text{ *Pasal 13.2.2.3 SNI 03-1729-2002}$
- Pelat Siku ( 70 x 70 x 7 )



$$\begin{aligned}
 t_p &= 7 \text{ mm} \\
 P_{\text{pelat}} &= 15 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### Perhitungan Sambungan :

- Sambungan siku dengan balok anak
  - Kuat geser baut
    - $$\begin{aligned}
 \varnothing.V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\
 &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 2 \times 2,011 \\
 &= 12440,71 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \times 2.4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1.6 \times 0.7 \times 4100 \\ &= 8265,6 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

Jumlah Sambungan

$$n = \frac{13018,17}{8265,6} = 1,6, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$\begin{array}{rclclcl} 3 \text{ db} & \leq & S & \leq & 15 \text{ tp} & \text{atau 200 mm} \\ 3.16 & \leq & 50 & \leq & 15 \cdot 7 & \text{atau 200 mm} \\ 48 & \leq & 50 & \leq & 105 & \text{atau 200 mm} \end{array}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$\begin{array}{rclclcl} 1,5 \text{ db} & \leq & S_1 & \leq & 15 \text{ tp} + 100 & \text{atau 200 mm} \\ 1,5.16 & \leq & 50 & \leq & 15.7 + 100 & \text{atau 200 mm} \\ 24 & \leq & 50 & \leq & 205 & \text{atau 200 mm} \end{array}$$

- Sambungan siku dengan balok induk

- Kuat geser baut (Pasal 13.2.2.1 SNI 03-1727-2002)

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \times r_1 \times fu \times m \times Ab \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 2 \times 2,01 \\ &= 12440,71 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \times 2.4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1.6 \times 0.7 \times 4100 \\ &= 8265,6 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{13018,17}{8265,6} = 1,6 \text{ dipasang 2 buah}$$



- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$3 \text{ db} \leq S \leq 15 \text{ tp} \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$3.16 \leq 50 \leq 15 \cdot 7 \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$48 \leq 50 \leq 105 \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$1,5 \text{ db} \leq S_1 \leq 15 \text{ tp} + 100 \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5.16 \leq 50 \leq 15.7 + 100 \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$24 \leq 50 \leq 105 \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

- Kontrol siku penyambung

- Kontrol leleh

$$\begin{aligned} A_g &= P_{\text{pelat}} \times t_p \\ &= 15 \times 0,7 = 10,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi T_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 2500 \times 10,5 \\ &= 23625 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$V_u < \phi T_n$$

$$13018,17 < 23625 \text{ kg} \quad \longrightarrow \quad \dots OK$$

- Kontrol patah (geser block)

$$\begin{aligned} \phi_{\text{lubang}} &= 16 \text{ mm} + 2 \text{ mm (dibuat dengan bor)} \\ &= 18 \text{ mm} \\ &= 1,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_l \\ &= (L - n \phi_{\text{lubang}}) \cdot t_l \\ &= (15 - 2 \times 1,8) \times 0,7 \\ &= 7,98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi T_n &= 0.75 \times 0.6 \times f_u \times A_{nv} \\
 &= 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 7,98 \\
 &= 14723,1 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi T_n \\
 13018,17 &< 14723,1 \text{ kg} \quad \longrightarrow \quad \dots OK
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

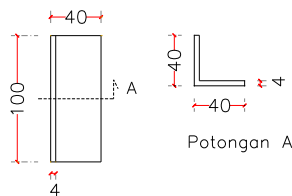
- *Lubang Bor dengan Baut = 2 mm  
(Pasal 17.3.6 SNI 03-1729-2002)*

#### 4.5.2 Sambungan Balok Utama Tangga – Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga. Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar  $V_u = 2373,78$  kg. Sambungan ini direncanakan dengan perhitungan sebagai berikut :

##### Data Perencanaan :

- Sambungan Baut (A325)
  - $f_u^b = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$
  - $\varnothing_{\text{baut}} = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$
  - $A_b = 2,011 \text{ cm}^2$
  - $r_1 = 0,5 \text{ *Pasal 13.2.2.1 SNI 03-1729-2002}$
  - $m = 1 \text{ *Pasal 13.2.2.3 SNI 03-1729-2002}$
- Pelat Siku ( 40 x 40 x 4)



$$\begin{aligned} t_p &= 4 \text{ mm} \\ P_{\text{pelat}} &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

##### Perhitungan Sambungan :

- a. Sambungan siku dengan balok utama tangga
  - Kuat geser baut
    - $\varnothing.V_n = \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b$
    - $= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 1,131$
    - $= 3498,95 \text{ kg (menentukan !)}$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \times 2.4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1,2 \times 0.4 \times 4100 \\ &= 3542,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{2373,78}{3498,95} = 0,68, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$\begin{array}{llllll} 3 \text{ db} & \leq & S & \leq & 15 \text{ tp} & \text{atau 200 mm} \\ 3.12 & \leq & 50 & \leq & 15 \cdot 4 & \text{atau 200 mm} \\ 36 & \leq & 50 & \leq & 60 & \text{atau 200 mm} \end{array}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$\begin{array}{llllll} 1,5 \text{ db} & \leq & S_1 & \leq & 15 \text{ tp} + 100 & \text{atau 200 mm} \\ 1,5.12 & \leq & 25 & \leq & 15.4 + 100 & \text{atau 200 mm} \\ 18 & \leq & 25 & \leq & 105 & \text{atau 200 mm} \end{array}$$

- b. Sambungan balok penumpu tangga dengan siku

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \times r_1 \times fu \times m \times Ab \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 1,131 \\ &= 3498,95 \text{ kg} \quad (\text{menentukan !})\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \times 2.4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1,2 \times 0,4 \times 4100 \\ &= 3542,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{2373,78}{3498,95} = 0,68, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$\begin{array}{llllll} 3 \text{ db} & \leq & S & \leq & 15 \text{ tp} & \text{atau 200 mm} \\ 3.12 & \leq & 50 & \leq & 15 \cdot 4 & \text{atau 200 mm} \\ 36 & \leq & 50 & \leq & 60 & \text{atau 200 mm} \end{array}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$\begin{array}{llllll} 1,5 \text{ db} & \leq & S_1 & \leq & 15 \text{ tp} + 100 & \text{atau 200 mm} \\ 1,5.12 & \leq & 25 & \leq & 15.4 + 100 & \text{atau 200 mm} \\ 18 & \leq & 25 & \leq & 105 & \text{atau 200 mm} \end{array}$$

c. Kontrol siku penyambung

- Kontrol leleh

$$\begin{aligned} A_g &= P_{\text{pelat}} \times t_p \\ &= 10 \times 0,4 \\ &= 4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi T_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 2500 \times 4 \\ &= 9000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{array}{llllll} V_u & < & \phi T_n & & & \\ 2373,78 & < & 9000 \text{ kg} & \longrightarrow & & \text{....OK} \end{array}$$

- Kontrol patah

$$\begin{aligned} \phi_{\text{lubang}} &= 12 \text{ mm} + 2 \text{ mm (dibuat dengan bor)} \\ &= 14 \text{ mm} \\ &= 1,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_l \\ &= (L - n \phi_{\text{lubang}}) \cdot t_l \\ &= (10 - 2 \times 1,4) \times 0.4 = 2,88 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi T_n &= \phi \times 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 2,88 \\
 &= 5313,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{array}{rcl}
 V_u & < & \phi T_n \\
 2373,78 & < & 5313,6 \text{ kg} \quad \longrightarrow \quad \text{....OK}
 \end{array}$$

*Keterangan :*

- *Lubang Bor dengan Baut = 2 mm (Pasal 17.3.6 SNI 03-1729-2002)*

### 4.5.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga – Kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar  $V_u = 2988,7$  kg. Sambungan ini direncanakan dengan plat sambung.

#### Data Perencanaan :

##### - Sambungan Baut

$$f_u^b = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

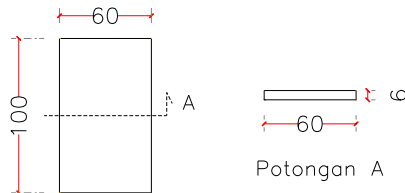
$$\varnothing \text{ baut} = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_b = 2,011 \text{ cm}^2$$

$$r_l = 0,5 \quad * \text{Pasal 13.2.2.1 SNI 03-1729-2002}$$

$$m = 1 \quad * \text{Pasal 13.2.2.3 SNI 03-1729-2002}$$

##### - Pelat Sambung



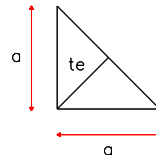
$$t_p = 6 \text{ mm}$$

$$P_{\text{pelat}} = 10 \text{ cm}$$

##### - Sambungan Las

$$a = 4 \text{ mm}$$

$$l_w = 100 \text{ mm}$$



Keterangan :

- $a$  ( ketebalan kaki las sudut)

- a. Kontrol plat sambung yang digunakan

$$\begin{aligned}
 t_p &\leq \frac{f_u}{f_{yp}} t && (t = \text{tebal profil HSS}) \\
 &\leq \frac{4100}{2500} \times 2,5 \\
 &\leq 4,10 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dipakai  $t_p = 0,6 \text{ cm}$

- b. Sambungan plat sambung dengan balok penumpu tangga

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}
 \phi.V_n &= \phi \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\
 &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 1,131 \\
 &= 3498,95 \text{ kg} \quad (\text{menentukan !})
 \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}
 \phi.R_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
 &= 0.75 \times 2.4 \times 1,2 \times 0.6 \times 4100 \\
 &= 5313,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{2373,78}{3498,95} = 0,68, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$\begin{array}{llll}
 3 d_b & \leq S & \leq & 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 3.12 & \leq 50 & \leq & 15 \cdot 4 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 36 & \leq 50 & \leq & 60 \text{ atau } 200 \text{ mm}
 \end{array}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$\begin{array}{llll}
 1,5 d_b & \leq S_1 & \leq & 15 t_p + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 1,5.12 & \leq 25 & \leq & 15.4 + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 18 & \leq 25 & \leq & 105 \text{ atau } 200 \text{ mm}
 \end{array}$$



- c. Sambungan pelat sambung dengan kolom,

$$\text{Tegangan Putus Las } F_{e100xx} = 7030 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_w &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= (0.707 \times 0.4) \times 10 \\ &= 2.83 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0.6 \times F_{e100xx} \\ &= 0.6 \times 7030 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 4218 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 \times F_{nw} \times A_w \\ &= 0.75 \times 4218 \times 2.83 \\ &= 8946.38 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned} V_u &< \phi T_n \\ 2373.78 &< 8946.38 \text{ kg} \quad \longrightarrow \quad \dots OK \end{aligned}$$

- d. Kontrol plat penyambung

- Kontrol leleh

$$\begin{aligned} A_g &= P_{\text{pelat}} \times t_p \\ &= 10 \times 0.6 = 6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi T_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 2500 \times 6 \\ &= 13500 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned} V_u &< \phi T_n \\ 2373.78 &< 13500 \text{ kg} \quad \longrightarrow \quad \dots OK \end{aligned}$$

- Kontrol patah

$$\begin{aligned} \phi_{\text{lubang}} &= 12 \text{ mm} + 2 \text{ mm (dibuat dengan bor)} \\ &= 14 \text{ mm} = 1.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_l \\
 &= (L - n \varnothing_{\text{lubang}}) \cdot t_l \\
 &= (10 - 2 \times 1,4) \times 0,6 \\
 &= 4,32 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varnothing T_n &= \varnothing \times 0,6 \times f_y \times A_{nv} \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 4,32 \\
 &= 7970,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

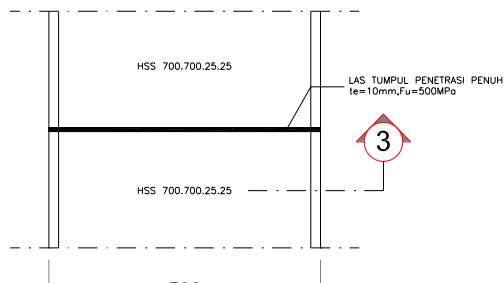
Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{array}{rclcl}
 V_u & < & \varnothing T_n & & \\
 2373,78 & < & 7970,4 \text{ kg} & \longrightarrow & \dots OK
 \end{array}$$

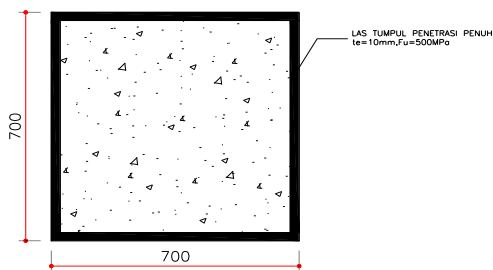
#### 4.5.4 Sambungan Kolom – Kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan menggunakan las penetrasi penuh dimana sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai.

Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal dengan perhitungan sebagai berikut :



Gambar 4. 28 Sambungan Kolom dengan Kolom



Gambar 4. 29 Potongan 3 Sambungan Kolom – Kolom

#### Perhitungan Gaya Dalam :

Gaya dalam yang bekerja di dapatkan dari hasil output desain SAP 2000 dengan nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_u &= 21086,77 \text{ kg.m} \\ V_u &= 7240,6 \text{ kg} \\ P_u &= 531719,03 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya Tarik (Tu) :

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{M_u}{d_c} \pm P_u \\ &= \frac{21086,77}{0,7} + 531719,03 = 561842,99 \text{ kg} \end{aligned}$$

**Perhitungan Sambungan :**

- Sambungan las pada kolom  
Direncanakan ekuatan las tumpul penetrasi penuh dengan mutu las :

$$\text{Tegangan Putus Las } F_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tebal las (te)} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} l_w &= d_c \times 4 \\ &= 70 \text{ cm} \times 4 = 280 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_w &= te \times l_{we} \\ &= 1,0 \times 280 \\ &= 280 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,8 \times F_u \times A_w \\ &= 0,8 \times 5000 \times 280 \\ &= 1120000 \text{ kg} \end{aligned}$$

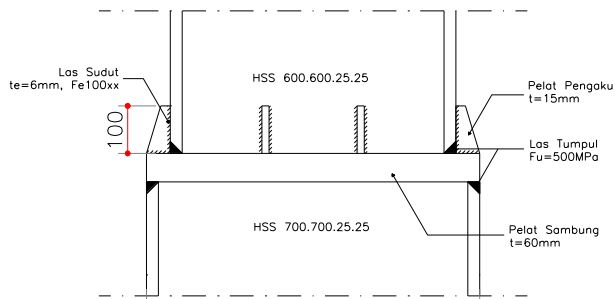
Kontrol Interaksi Geser dan Tarik

$$\begin{aligned} \left( \frac{V_u}{\phi R_n} \right)^2 + \left( \frac{T_u}{\phi R_n} \right)^2 &\leq 1,0 \\ 0,252 &\leq 1,0 \quad \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

#### 4.5.5 Sambungan Kolom – Kolom Beda Dimensi

Sambungan kolom dengan kolom yang memiliki beda dimensi direncanakan menggunakan sambungan las penetrasi penuh serta pelat landas sebagai penyambung antar kolomnya.

Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal. Sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai dengan perhitungan sebagai berikut :



Gambar 4. 30 Sambungan kolom dengan kolom beda dimensi

#### Perhitungan Gaya Dalam :

Gaya dalam yang bekerja di dapatkan dari hasil output desain SAP 2000 dengan nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_u &= 3823,67 && \text{kg.m} \\ V_u &= 2487,21 && \text{kg} \\ P_u &= 717502 && \text{kg} \end{aligned}$$

#### Gaya Tarik (Tu) :

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{M_u}{d_c} \pm P_u \\ &= \frac{3823,67}{0,6} + 717502 = 723874,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

**Perhitungan Sambungan :**

- Sambungan las pada kolom  
Direncanakan ekuatan las tumpul penetrasi penuh dengan mutu las :

$$\text{Tegangan Putus Las } F_u = 5000 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Tebal las (te)} = 1,0 \quad \text{cm}$$

$$\begin{aligned} l_w &= d_c \times 4 \\ &= 60 \text{ cm} \times 4 = 240 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_w &= te \times l_{we} \\ &= 1,0 \times 240 \\ &= 240 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,8 \times F_u \times A_w \\ &= 0,8 \times 5000 \times 240 \\ &= 960000 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol Interaksi Geser dan Tarik

$$\left( \frac{V_u}{\phi R_n} \right)^2 + \left( \frac{T_u}{\phi R_n} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left( \frac{3823,67}{960000} \right)^2 + \left( \frac{723874,8}{960000} \right)^2 \leq 1,0$$

$$0,56 \leq 1,0 \quad \dots \text{OK}$$

**Perhitungan Dimensi Pelat Landas :**

- Kuat Tumpu Kolom  
Karena Kolom yang direncanakan adalah kolom komposit CFT, di asumsikan kuat tumpu yang berpengaruh adalah bagian beton, dengan perhitungan Kuat Tumpu Beton :

$$\begin{aligned}
 f_{p\max} &= \phi_c \times 0,85 \times f_c' \\
 &= 0,65 \times 0,85 \times 30 \text{ MPa} \\
 &= 16,58 \text{ MPa} = 165,75 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Direncanakan dimensi pelat landas = dimensi kolom CFT*

Baseplate di desain langsung menumpu pada kolom dibawahnya, maka dimensi pelat landas di desain agar kolom komposit dibawahnya tidak rusak dengan syarat sebagai berikut :

$$f_p = \frac{P_u}{B \times N} = \frac{717502}{70 \times 70} = 146,43 \text{ kg/cm}^2$$

*Persyaratan :*

$$\begin{array}{rcl}
 f_p & \leq & f_{p\max} \\
 146,43 & \leq & 165,75 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{....OK}
 \end{array}$$

- **Kuat Perlu Pelat Landas**

Kuat Perlu Pelat Landas ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_{pl} &= 0,5 \times f_p \times l^2 \\
 &= 0,5 \times 146,43 \times 15,0^2 \\
 &= 16473,26 \text{ kg.cm/cm}
 \end{aligned}$$

Dimana, nilai  $l$  diambil terbesar dari  $m$ ,  $n$ , dan  $\lambda_n'$  dengan perumusan sebagai berikut :

$$m = \frac{N - 0,95 d}{2} = \frac{70 - 0,95 \cdot 60}{2} = 6,5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,95 bf}{2} = \frac{70 - 0,8 \cdot 60}{2} = 11 \text{ cm}$$

$$\lambda_n' = \frac{1}{4} \lambda \sqrt{d \cdot bf} = \frac{1}{4} \times 1 \times \sqrt{60 \times 60} = 15 \text{ cm}$$

*Keterangan :*

-  $\lambda$  = diambil konservatif adalah 1

maka, ketebalan pelat landas yang dibutuhkan dapat ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$tp \leq \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi f_y}}$$

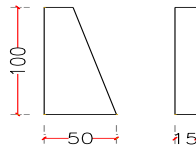
$$tp \leq \sqrt{\frac{4 \times 16473,26}{0,9 \times 2500}} = 5,4 \text{ cm}$$

sehingga tepal pelat landas (tp) direncanakan sebesar 60 mm atau 6 cm

### Perhitungan Pelat Pengaku :

#### • Dimensi Pelat Pengaku

Sambungan pada pelat pengaku direncanakan menggunakan las sudut dengan perencanaan kuat nominal sambungan sebagai berikut :



$$tp = 15 \text{ mm} \quad P_{\text{pelat}} = 100 \text{ cm}$$

#### Persyaratan 1

$$ts \geq 0,5 \text{ tf}$$

$$ts \geq 0,5 \times 15$$

$$15 \geq 12,5 \text{ mm} \quad \dots \text{ OK!}$$

#### Persyaratan 2

$$\frac{bs}{ts} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{100}{15} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$



$$6,67 \leq 15,8 \text{ mm} \quad \dots OK!$$

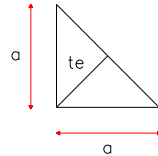
• Kuat Sambungan Las

Sambungan pada pelat pengaku direncanakan menggunakan las sudut dengan perencanaan kuat nominal sambungan sebagai berikut :

$$\text{Tegangan Putus Las } F_{e100xx} = 7030 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 4 \text{ mm}$$

$$l_w = 150 \text{ mm}$$



*Keterangan :*

-  $a$  ( ketebalan kaki las sudut)

$$\begin{aligned} A_w &= 2 \times (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0.707 \times 0.4) \times 10 \\ &= 8,48 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0,6 \times F_{e100xx} \\ &= 0,6 \times 7030 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 4218 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nw} \times A_w \\ &= 0,75 \times 4218 \times 8,48 \\ &= 35785,51 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$V_u < \phi R_n$$

$$2487,2 < 26839,3 \text{ kg} \quad \longrightarrow \quad \dots OK$$

#### 4.5.6 Sambungan Balok Induk – Kolom

Sambungan menghubungkan balok induk dengan kolom komposit RCFT dengan mutu inti beton = 30 MPa. Sambungan direncanakan menjadi 2 jenis sambungan yaitu :

- Sambungan Pen Tipe Geser
- Sambungan Rigid dengan las dan baut

Sambungan balok induk dengan kolom dapat direncanakan dengan perhitungan sebagai berikut :

a. Sambungan Pen Tipe Geser

Sambungan Pen Tipe Geser dipasang sebagai penumpu beban mati balok sendiri dan beban pekerja (PL=100k kg) saat proses pengelasan, berikut perhitungannya :

Data Perencanaan :

- Sambungan Baut (A325)

$$f_u^b = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing_{\text{baut}} = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_b = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = 0,5 \quad * \text{Pasal 13.2.2.1 SNI 03-1729-2002}$$

$$m = 1 \quad * \text{Pasal 13.2.2.3 SNI 03-1729-2002}$$

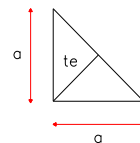
Sambungan Las

$$a = 4 \text{ mm}$$

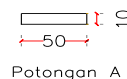
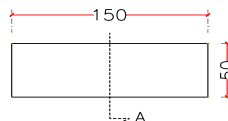
$$l_w = 150 \text{ mm}$$

Keterangan :

- $a$  ( ketebalan kaki las sudut)



- Pelat Sambung



$$t_p = 10 \text{ mm}$$

$$P_{\text{pelat}} = 15 \text{ cm}$$

**Perhitungan Gaya Dalam :**

Gaya geser yang bekerja pada sambungan

$$V_D = (151,1 \times 8,4)/2 = 634,62 \text{ kg}$$

$$V_L = 100/2 = 50 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1.2D + 1.6L \\ &= 1,2 \times 634,62 + 1,6 \times 50 \\ &= 841,544 \text{ kg} \end{aligned}$$

**Perhitungan Sambungan :**

- Sambungan balok induk dengan pelat sambung

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \phi.V_n &= \phi \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 2,01 \\ &= 4665,27 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi.R_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 1.2 \times 4100 \\ &= 10627,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{841,54}{3498,95} = 0,24, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$\begin{array}{rclcl} 3 \text{ db} & \leq & S & \leq & 15 \text{ tp} \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 3.12 & \leq & 100 & \leq & 15 \cdot 12 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 36 & \leq & 100 & \leq & 180 \text{ atau } 200 \text{ mm} \end{array}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$\begin{array}{rclcl} 1,5 \text{ db} & \leq & S_1 & \leq & 15 \text{ tp} + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,5.12 & \leq & 25 & \leq & 15.12 + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 18 & \leq & 25 & \leq & 280 \text{ atau } 200 \text{ mm} \end{array}$$

- Sambungan kolom dengan pelat sambung  
 Tegangan Putus Las  $F_{e100xx} = 7030 \text{ kg/cm}^2$   
 $A_w = (0.707 \times w) \times l_{we}$   
 $= (0.707 \times 0.4) \times 15$   
 $= 4,24 \text{ cm}^2$   
 $F_{nw} = 0,6 \times F_{e100xx}$   
 $= 0,6 \times 7030 \text{ kg/cm}^2$   
 $= 4218 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi R_n = 0,75 \times F_{nw} \times A_w$   
 $= 0,75 \times 4218 \times 4,24$   
 $= 13419,57 \text{ kg}$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{array}{llll} V_u & < & \phi T_n & \\ 841,5 & < & 8946,38 \text{ kg} & \longrightarrow \dots OK \end{array}$$

- Kontrol pelat sambung
  - Kontrol leleh  
 $A_g = P_{\text{pelat}} \times t_p$   
 $= 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}^2$   
 $\phi T_n = \phi \times f_y \times A_g$   
 $= 0.9 \times 2500 \times 18$   
 $= 40500 \text{ kg}$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{array}{llll} V_u & < & \phi T_n & \\ 510,56 & < & 40500 \text{ kg} & \longrightarrow \dots OK \end{array}$$

- Kontrol patah  
 $\phi_{\text{lubang}} = 12 \text{ mm} + 2 \text{ mm (dibuat dengan bor)}$   
 $= 14 \text{ mm} = 1,4 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_l \\
 &= (L - n \phi_{\text{lubang}}) \cdot t_l \\
 &= (15 - 2 \times 1,2) \times 1,2 \\
 &= 15,12 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi T_n &= \phi \times 0,6 \times f_y \times A_{nv} \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 15,12 \\
 &= 27896,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi T_n \\
 841,54 &< 27896,4 \text{ kg} \longrightarrow \dots OK
 \end{aligned}$$

b. Sambungan rigid dengan las dan baut

Sambungan rigid dipasang sebagai penumpu beban bangunan, dengan sambungan las dan baut sebagai penumpunya. Perhitungannya direncanakan sebagai berikut :

Perhitungan Gaya Dalam :

Gaya dalam yang bekerja di dapatkan dari hasil output desain SAP 2000 dengan nilai sebagai berikut :

$$Mu = 28118,14 \text{ kg.m} \quad V_u = 13416,88 \text{ kg}$$

Untuk merencanakan sendi plastis terjadi di bagian bentang balok (jauh dari sambungan), berdasarkan Pasal 15.7.2.3 SNI 03-1729-2002 Kuas Geser Perlu Terfaktor ( $V_u$ ) harus ditentukan berdasarkan kuat geser akibat beban kombinasi ditambah dengan gaya geser yang dihasilkan dari momen lentur sebesar  $1,1 R_y f_y Z$  dengan perhitungan sebagai berikut :

$$V_u \text{ Kombinasi} = 9226,87 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 Mu' &= 1,1 \times R_y \times f_y \times Z_x \\
 &= 1,1 \times 1,5 \times 2500 \times 4309 \\
 &= 17774262 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u' &= M_u' / L \\
 &= 17774262 / 840 \\
 &= 21159,84 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- $R_y = 1,5$  untuk BJ 41 (Pasal 15.5.2 SNI 03-1729-2002)
- $Z_x =$  Modulus plastis Balok Induk
- $L =$  Bentang Balok Induk yang ditinjau

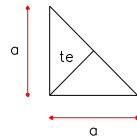
### Data Perencanaan :

#### - Sambungan Baut (A325)

$$\begin{aligned}
 f_u^b &= 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2 \\
 \varnothing_{\text{baut}} &= 20 \text{ mm} = 2,0 \text{ cm} \\
 A_b &= 3,142 \text{ cm}^2 \\
 r_l &= 0,5 \quad * \text{Pasal 13.2.2.1 SNI 03-1729-2002} \\
 m &= 1 \quad * \text{Pasal 13.2.2.3 SNI 03-1729-2002}
 \end{aligned}$$

#### - Sambungan Las

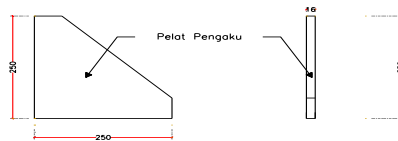
$$\begin{aligned}
 a &= 15 \text{ mm} \\
 l_w &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



*Keterangan :*

- $a$  (ketebalan kaki las sudut)

#### - Pelat Pengaku



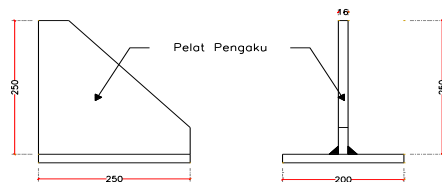
$$\begin{aligned}
 t_p &= 20 \text{ mm} & P_{\text{pelat}} &= 25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

### Perhitungan Sambungan :

- Perhitungan Pelat Pengaku

Dimensi pelat pengaku direncanakan dengan ketentuan berdasarkan Pasal 8.11.3 SNI 03-1727-2002. Pelat direncanakan dengan dimensi seperti berikut :

$$\begin{aligned} bs &= 250 \text{ mm} && \text{*lebar pengaku} \\ ts &= 16 \text{ mm} && \text{*tebal pengaku} \end{aligned}$$



#### Persyaratan 1

$$\begin{aligned} ts &\geq 0,5 \text{ tf} \\ ts &\geq 0,5 \times 20 \\ 16 &\geq 10 \text{ mm} \quad \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

#### Persyaratan 2

$$\begin{aligned} \frac{bs}{ts} &\leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{250}{16} &\leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ 15,6 &\leq 15,8 \text{ mm} \quad \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Perhitungan Sambungan Baut

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \emptyset.V_n &= \emptyset \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 3,142 \\ &= 9719,3 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \times 2,4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2 \times 2 \times 4100 \\ &= 29520 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$- \quad Vu = \frac{Mu}{d_b} = \frac{28118,14}{0,588} = 47820 \text{ kg}$$

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{47820}{9719,30} = 4,9, \text{ dipasang 6 buah}$$

- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$\begin{array}{rclcl} 3 \text{ db} & \leq & S & \leq & 15 \text{ tp} \quad \text{atau } 200 \text{ mm} \\ 3.20 & \leq & 100 & \leq & 15 \cdot 20 \quad \text{atau } 200 \text{ mm} \\ 60 & \leq & 100 & \leq & 300 \quad \text{atau } 200 \text{ mm} \end{array}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$\begin{array}{rclcl} 1,5 \text{ db} & \leq & S_1 & \leq & 15 \text{ tp} + 100 \quad \text{atau } 200 \text{ mm} \\ 1,5.20 & \leq & 50 & \leq & 15.16 + 100 \quad \text{atau } 200 \text{ mm} \\ 30 & \leq & 50 & \leq & 400 \quad \text{atau } 200 \text{ mm} \end{array}$$

- Perhitungan Sambungan Las

Karena pada sambungan terdapat momen, las pada sayap balok induk bagian atas dan pelat pengaku di rencanakan menerima geser sentris dan lentur dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\text{Tegangan Putus Las } F_{e100xx} &= 7030 \text{ kg/cm}^2 \\ F_{nw} &= 0,6 \times F_{e100xx} \\ &= 0,6 \times 7030 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 4218 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 l_w &= 4 \times d_1 + 2 \times d_2 \\
 &= 4 \times 25 + 2 \times 30 \\
 &= 160 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Las Sudut

$$\begin{aligned}
 t_e &= 2 \times 0,707 \times a \\
 &= 2 \times 0,707 \times 1,5 = 2,122 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_{nw} \times t_e \\
 &= 4218 \times 2,212 = 8946,4 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

Las Tumpul

$$t_e = 1,0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_{nw} \times t_e \\
 &= 4218 \times 1,0 = 4218,0 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

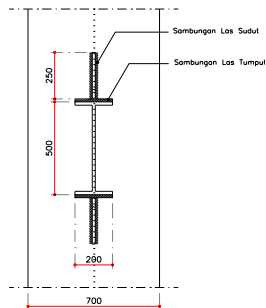
$$\begin{aligned}
 R_{n \text{ total}} &= 8946,4 + 4218,0 \\
 &= 13164,4 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

Geser Sentris pada sambungan las

$$f_v = \frac{V_u}{l_w} = \frac{13416,88}{160} = 83,86 \text{ kg/cm}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 f_v &< \phi R_n \\
 83,86 &< 8946,4 \text{ kg/cm} \longrightarrow \dots OK
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 31 Letak Sambungan Las pada Sambungan Balok – Kolom

### Geser Lentur pada sambungan las

$$f_h = \frac{Mu}{S} = \frac{2811814}{716,67} = 3923,46 \text{ kg/cm}$$

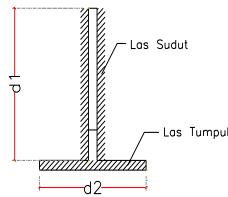
dimana :

$$S_1' = \frac{d_1^2}{6} = \frac{25^2}{6} = 104,17 \text{ cm}^2$$

$$S_1 = 4 \times 104,17 = 416,7 \text{ cm}^2$$

$$S_2' = \frac{d_2^2}{6} = \frac{900}{6} = 150 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 2 \times 150 = 300 \text{ cm}^2$$



### Kontrol Interaksi Geser Sentris dan Lentur

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_h^2 + f_v^2}$$

$$= 3924,36 \text{ kg/cm}$$

### Cek Persyaratan Desain :

$$f_{\text{total}} < \phi R_n$$

$$3924,36 < 0,75 \times 13164,4$$

$$3924,36 < 9873,28 \text{ kg/cm} \rightarrow \dots OK$$

#### 4.5.6 Sambungan Bresing

Sambungan menghubungkan bresing dengan Bracing. Sambungan direncanakan menjadi Sambungan Rigid dengan las dan baut. Mengacu pada pasal 15.13.6.4 kekuatan sambungan adalah diambil sama dengan atau lebih besar dari kekuatan bracing. Bracing merupakan elemen yang didominasi oleh gaya aksial sehingga diambil kapasitas aksial bracing terkecil yaitu kapasitas aksial tekan sebesar 52774,7 Kg. Adapun Perencanaan sambungan bracing sebagai berikut :

##### a. Perhitungan Sambungan baut

Baut pada sambungan memikul gaya dominan dalam arah aksial yang direncanakan sebesar kapasitas bracing yaitu 52774,7 Kg.

##### **Data Perencanaan :**

##### - Sambungan Baut (A325)

$$f_u^b = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing_{\text{baut}} = 16 \text{ mm} = 2,0 \text{ cm}$$

$$A_b = 2,011 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = 0,5 \quad * \text{Pasal 13.2.2.1 SNI 03-1729-2002}$$

$$m = 2 \quad * \text{Pasal 13.2.2.3 SNI 03-1729-2002}$$

##### - Sambungan Las

$$a = 20 \text{ mm}$$

$$l_w = 350 \text{ mm}$$

*Keterangan :*

$$- a \quad (\text{ketebalan kaki las sudut})$$

##### - Pelat Pengaku

$$t_p = 20 \text{ mm} \quad P_{\text{pelat}} = 350 \text{ cm}$$

##### • Perhitungan Sambungan Baut

##### - Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \varnothing R_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 2 \times 3,142 \\ &= 3110,18 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

Nilai tp merupakan terkecil dari :

\* tebal web bracing = 0,8 cm

\* tebal pelat sambung = 2 x 2,0cm = 4cm

Maka dipakai tp = 0,8 cm

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 2,4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,6 \times 2 \times 4100 \\ &= 2361,60 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Maka Kuat rencana baut diambil nilai minimum antara kuat geser dan kuat tumpu yaitu 2361,60 kg

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{Nu}{\phi R_n} = \frac{52774,7}{2361,60 \text{ kg}} = 22,3, \text{ dipasang 24 buah}$$

- Jika pada web dipasang 6 buah, maka sisa baut yang perlu dipasang di flens adalah

$$\begin{aligned}Nu_{\text{flens}} &= 52774,7 \text{ kg} - (12 \times 2952 \text{ kg}) \\ &= 52774,7 \text{ kg} - 28339,2 \text{ kg} \\ &= 24435,5 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times r_1 \times fu \times m \times Ab \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 3,142 \\ &= 1555,09 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

Nilai tp merupakan terkecil dari :

\* tebal flens bracing = 1,2 cm

\* tebal pelat sambung = 2 x 2,0cm = 4cm

Maka dipakai tp = 0,8 cm

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 2,4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2 \times 1,2 \times 4100 \\ &= 4428 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Maka Kuat rencana baut diambil nilai minimum antara kuat geser dan kuat tumpu yaitu 2429,83 kg

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{Nu}{\phi R_n} = \frac{24436}{1555,09} = 15,7, \text{ dipasang 12 buah}$$

- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$\begin{array}{llll} 3 \text{ db} & \leq & S & \leq & 15 \text{ tp} & \text{atau } 200 \text{ mm} \\ 3.16 & \leq & 100 & \leq & 15 \cdot 20 & \text{atau } 200 \text{ mm} \\ 48 & \leq & 100 & \leq & 300 & \text{atau } 200 \text{ mm} \end{array}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$\begin{array}{llll} 1,5 \text{ db} & \leq & S_1 & \leq & 15 \text{ tp} + 100 & \text{atau } 200 \text{ mm} \\ 1,5.16 & \leq & 50 & \leq & 15.20 + 100 & \text{atau } 200 \text{ mm} \\ 24 & \leq & 50 & \leq & 400 & \text{atau } 200 \text{ mm} \end{array}$$

#### b. Perhitungan Sambungan Las

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 13.5 sebelum melakukan perencanaan las, maka terlebih dahulu di tentukan dimensi las yang akan digunakan sebagai berikut :

- Lebar las minimum

$$\text{Flens} = 10 \text{ mm} < t_f = 12 \text{ mm} < 15 \text{ maka lebar minimum} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{Web} = 7 \text{ mm} < t_w = 8 \text{ mm} < 10 \text{ maka lebar minimum} = 4 \text{ mm}$$

- Lebar las maksimum

$$\text{Flens} = 12 \text{ mm} < t_f = 6,4 \text{ mm} < 15 \text{ maka lebar minimum} = 10,4 \text{ mm}$$

$$\text{Web} = 8 \text{ mm} < t_w = 6,4 \text{ mm} < 10 \text{ maka lebar minimum} = 6,4 \text{ mm}$$

Adapun untuk mencapai kekuatan berimbang tebal las maksimum adalah

- Flens 
$$= 1,41 \times \frac{fu}{\frac{Fe70xxx}{4100}} \times tf$$
$$= 1,41 \times \frac{4100}{70 \times 70,33} \times 1,2$$
$$= 1,409 \text{ cm}$$
- Web 
$$= 0,707 \times \frac{fu}{\frac{Fe70xxx}{4100}} \times tf$$
$$= 0,707 \times \frac{4100}{70 \times 70,33} \times 0,8$$
$$= 0,471 \text{ cm}$$
- Berdasarkan perhitungan diatas adalah  
Ix las 
$$= 2(1/12 \times 10 \times 1,409^3 + (10 \times 1,409) \times (\frac{22,4}{2} + \frac{1,409}{2})^2 + 2(1/12 \times 0,471 \times 20^3)$$
$$= 4626,656 \text{ cm}^4$$
- Sx las 
$$= \frac{Ix \text{ las}}{24,8/2}$$
$$= \frac{4626,656 \text{ cm}^4}{24,8/2}$$
$$= 373,12 \text{ cm}^3$$
- Luas Las 
$$= 2 (10 \times 1,409) \text{ cm}^2 + 2 (0,471 \times 20) \text{ cm}^2$$
$$= 47,024 \text{ cm}^2$$
- fv 
$$= \frac{Nu \cos \alpha}{\frac{Luas \text{ Las}}{52774,7 \times \cos 48,62^\circ}}$$
$$= \frac{47,024 \text{ cm}^2}{47,024 \text{ cm}^2}$$
$$= 741,875 \text{ cm}^3$$
- fh 
$$= \frac{Mu}{Sx} + \frac{Nu \sin \alpha}{\frac{Luas \text{ Las}}{52774,7 \times \sin 48,62^\circ}}$$
$$= \frac{85572}{373,1173} + \frac{52774,7 \times \sin 48,62^\circ}{47,024 \text{ cm}^2}$$
$$= 1071,472 \text{ cm}^3$$

- $f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2}$   
 $= \sqrt{741,875^2 + 1071,472^2}$   
 $= 1303,238 \text{ kg/cm}^2$
- $\phi_{fn \text{ las}} = 0,75 \times 0,6 \times f_{e70xxx}$   
 $= 0,75 \times 0,6 \times 70 \text{ ksi} \times 70,33$   
 $= 2215,395 \text{ kg/cm}^2$
- $f_{total} < \phi_{fn \text{ las}}$   
 $1303,238 \text{ kg/cm}^2 < 2215,395 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$

Dari hasil perhitungan didapat bahwa lebar las yang digunakan sudah mencukupi.

#### 4.5.7 Sambungan Kolom – Base Plate

Perencanaan *base plate* digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal untuk kemudia beban disalurkan melalui pedestal menuju ke pondasi. Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal pada kolom lantai dasar, dengan perencanaan sebagai berikut :

##### Perhitungan Gaya Dalam :

Gaya dalam yang bekerja di dapatkan dari hasil output desain SAP 2000 dengan nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 33221,63 \text{ kg.m} \\ \text{Vu} &= 6989,2 \text{ kg} \\ \text{Pu} &= 939048,87 \text{ kg} \end{aligned}$$

##### Gaya Tarik (Tu) :

$$\begin{aligned} \text{Tu} &= \frac{M_u}{d_c} \pm P_u \\ &= \frac{33221,63}{0,7} + 939048,9 = 986508,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

##### Perhitungan Sambungan :

- Sambungan las pada kolom

Direncanakan kekuatan las tumpul penetrasi penuh dengan mutu las :

$$\text{Tegangan Putus Las } F_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tebal las (te)} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} l_w &= d_c \times 4 \\ &= 70 \text{ cm} \times 4 \\ &= 280 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_w &= te \times l_{we} \\ &= 1,0 \times 280 \\ &= 280 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,8 \times F_u \times A_w \\
 &= 0,8 \times 5000 \times 280 \\
 &= 1120000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Interaksi Geser dan Tarik

$$\begin{aligned}
 \left( \frac{V_u}{\phi R_n} \right)^2 + \left( \frac{T_u}{\phi R_n} \right)^2 &\leq 1,0 \\
 \left( \frac{6989,2}{1120000} \right)^2 + \left( \frac{986508,3}{1120000} \right)^2 &\leq 1,0 \\
 0,78 &\leq 1,0 \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

### Perhitungan Dimensi Pelat Landas :

- Kuat Tumpu Kolom

Karena Kolom yang direncanakan adalah kolom komposit CFT, di asumsikan kuat tumpu yang berpengaruh adalah bagian beton, dengan perhitungan Kuat Tumpu Beton :

$$\begin{aligned}
 f_{p\max} &= \phi_c \times 0,85 \times f_c' \\
 &= 0,65 \times 0,85 \times 30 \text{ MPa} \\
 &= 16,58 \text{ MPa} = 165,75 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

*Keterangan :*

- *Direncanakan dimensi pelat landas = dimensi pedestal*

Baseplate di desain langsung menumpu pada kolom dibawahnya, maka dimensi pelat landas di desain agar kolom pedestal dibawahnya tidak rusak dengan syarat sebagai berikut :

$$F_p = \frac{P_u}{B \times N} = \frac{939048,9}{90 \times 90} = 115,93 \text{ kg/cm}^2$$

*Persyaratan :*

$$\begin{aligned}
 f_p &\leq f_{p\max} \\
 115,93 &\leq 165,75 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Kuat Perlu Pelat Landas

Kuat Perlu Pelat Landas ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= 0,5 \times f_p \times l^2 \\ &= 0,5 \times 115,93 \times 17,5^2 \\ &= 17752,08 \text{ kg.cm/cm} \end{aligned}$$

Dimana, nilai  $l$  diambil terbesar dari  $m$ ,  $n$ , dan  $\lambda_n'$  dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} m &= \frac{N - 0,95 d}{2} = \frac{90 - 0,95 \cdot 70}{2} = 11,75 \text{ cm} \\ n &= \frac{B - 0,95 bf}{2} = \frac{90 - 0,8 \cdot 70}{2} = 17 \text{ cm} \\ \lambda_n' &= \frac{1}{4} \lambda \sqrt{d \cdot bf} = \frac{1}{4} \times 1 \times \sqrt{70 \times 70} = 17,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

*Keterangan :*

-  $\lambda$  = diambil konservatif adalah 1

Dikarenakan baseplate juga menerima momen maka di asumsikan terdapat efek eksentrisitas ( $e$ ) terhadap gaya tekan ( $P_u$ ) terhadap baseplate dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_{\max} &= f_{p\max} \times B \\ &= 166,75 \times 90 \\ &= 14917,5 \text{ kg/cm} \\ E &= \frac{Mu}{P_u} = \frac{33221,63}{939048,9} \\ &= 0,03538 \text{ m} = 3,538 \text{ cm} \\ e_{\text{kritis}} &= \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 q_{\max}} = \frac{0,9}{2} - \frac{939048,9}{2 \times 14917,5} \\ &= 13,525 \text{ cm} \end{aligned}$$

*Persyaratan :*

$$\begin{array}{rcl} e & \leq & e_{\text{kritis}} \\ 3,538 & \leq & 13,525 \text{ cm} \dots \text{Tidak perlu Angkur} \end{array}$$

Karena  $e < e_{\text{kritis}}$  maka termasuk dalam kategori baseplate yang memikul gaya aksial, gaya geser dan juga momen lentur dengan intensitas yang cukup kecil, sehingga distribusi tegangan tidak terjadi sepanjang baseplate.

Namun momen lentur yang bekerja masih belum mengakibatkan baseplate terangkat dari beton penumpu. Angkur terpasang hanya berfungsi sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur tersebut juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi.

#### Tebal Pelat Landas

Ketebalan Pelat Landas ( Base Plate) direncanakan dengan perhitungan dan kontrol terhadap sisi desak yang terjadi dengan ketentuan sebagai berikut :

$$Y = \frac{P_u}{q_{\text{max}}} = \frac{939048,9}{14917,5} = 62,949 \text{ cm}$$

#### a. Tebal Pelat Landas Minimum ( $tp_{\text{min}}$ )

Tebal pelat landas minimum ditentukan berdasarkan kondisi batas leleh pelat landas dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\begin{array}{rcl} tp & \geq & \sqrt{\frac{4M_{\text{pl}}}{\phi f_y}} \\ tp & \geq & \sqrt{\frac{4 \times 17752,08}{0,9 \times 2500}} = 5,6 \text{ cm} \end{array}$$

b. Tebal Pelat akibat kontrol desak momen

Tebal pelat landas akibat momen yang terjadi akibat tegangan reaksi beton pada kantilever (m) ditentukan dengan ketentuan sebagai berikut :

karena  $Y \geq m$  , maka perhitungan ketebalannya adalah

$$tp \geq 1,5 m \sqrt{\frac{fp}{fy}}$$

$$tp \geq 1,5 \times 11,8 \times \sqrt{\frac{115,93}{2500}}$$

$$tp \geq 3,8 \text{ cm}$$

sehingga tepal pelat landas (tp) yang memenuhi direncanakan sebesar 60 mm atau 6 cm

**Perhitungan Pelat Pengaku :**

• Dimensi Pelat Pengaku

Sambungan pada pelat pengaku direncanakan menggunakan las sudut dengan perencanaan kuat nominal sambungan sebagai berikut :

$$tp = 15 \text{ mm}$$

$$P_{\text{pelat}} = 200 \text{ cm}$$

Persyaratan 1

$$ts \geq 0,5 \text{ tf}$$

$$ts \geq 0,5 \times 25$$

$$15 \geq 12,5 \text{ mm} \quad \dots \text{ OK!}$$

Persyaratan 2

$$\frac{bs}{ts} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{200}{15} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$13,3 \leq 15,8 \text{ mm} \quad \dots \text{ OK!}$$

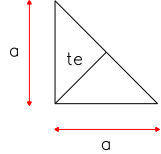
- Kuat Sambungan Las

Sambungan pada pelat pengaku direncanakan menggunakan las sudut dengan perencanaan kuat nominal sambungan sebagai berikut :

$$\text{Tegangan Putus Las } F_{e100xx} = 7030 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 6 \text{ mm}$$

$$lw = 200 \text{ mm}$$



*Keterangan :*

-  $a$  ( ketebalan kaki las sudut )

$$\begin{aligned} A_w &= 2 \times (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0.707 \times 0,6) \times 20 \\ &= 16,97 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0,6 \times F_{e100xx} \\ &= 0,6 \times 7030 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 4218 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nw} \times A_w \\ &= 0,75 \times 4218 \times 16,97 \\ &= 53678,27 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$V_u < \phi R_n$$

$$6989,2 < 53678,27 \text{ kg} \longrightarrow \dots OK$$

**Perhitungan Baut Angkur :**

- Data Perencanaan :

$$f_u^b = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\text{baut}} = 20 \text{ mm} = 2,0 \text{ cm}$$

$$A_b = 3,142 \text{ cm}^2$$

$$r_l = 0,5 \text{ *Pasal 13.2.2.1 SNI 03-1729-2002}$$

$$m = 1 \text{ *Pasal 13.2.2.3 SNI 03-1729-2002}$$

- Perhitungan Sambungan Baut

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 3,801 \\ &= 9408,28 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 6 \times 4100 \\ &= 129888 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Jumlah Sambungan

$$n = \frac{6989,2}{9408,28} = 0,74, \text{ dipasang 8 buah}$$

dipakai 8 buah untuk menjaga stabilitas saat pemasangan konstruksi.

- Jarak Pemasangan Baut

Jarak Antar Baut (S)

$$\begin{array}{llll} 3 d_b \leq & S & \leq & 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 3.20 \leq & 400 & \leq & 15 \cdot 16 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 60 \leq & 400 & \leq & 240 \text{ atau } 200 \text{ mm} \end{array}$$

Jarak Baut ke Tepi ( $S_1$ )

$$\begin{array}{llll} 1,5 d_b \leq & S_1 & \leq & 15 t_p + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 1,5.20 \leq & 50 & \leq & 15.16 + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 30 \leq & 50 & \leq & 340 \text{ atau } 200 \text{ mm} \end{array}$$

#### 4.6 Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini dihitung sebagai acuan terhadap kondisi eksisting apakah masih mampu menahan beban. Pondasi tiang pancang menggunakan jenis *spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton.

##### 4.6.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm<sup>2</sup>*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang digunakan :

- Kedalaman rencana : 16 m
- Diameter *outside* (D) : 600 mm
- *Thickness* : 100 mm
- Kelas : A1
- $P_{izin}$  : 252.7 ton
- Berat tiang pancang : 393 kg/m
- Luas tiang ( $A_p$ ) :  $\frac{1}{4} \times \pi \times 600 \text{ mm}$   
: 282743.34 mm<sup>2</sup>
- Luas selimut beton ( $A_{st}$ ):  $\pi \times 600 \text{ mm}$   
: 1884.96 mm<sup>2</sup>

Tabel 4. 7 Brosur Tiang Pancang WKA Beton

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm <sup>2</sup> )										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Ultimate			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

#### 4.6.2 Data Tanah dan Daya Dukung Tiang Izin (Pizin)

Data tanah yang diambil adalah data tanah dari lokasi gedung Asrama LPMP Sumatera Barat. Perhitungan daya dukung tanah pada pondasi ( $Q_L$ ) ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*) dengan menggunakan metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

$Q_L$  = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_P$  = *Resistance ultimate* didasar pondasi



$Q_s$  = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = N_p \cdot K \cdot A_p$$

Dimana :

$N_p$  = harga rata-rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)

K = koefisien karakteristik tanah didasar pondasi

$$= 12 \text{ t/m}^2 \text{ (lempung)}$$

$$= 20 \text{ t/m}^2 \text{ (lempung berlanau)}$$

$$= 25 \text{ t/m}^2 \text{ (pasir berlanau)}$$

$$= 40 \text{ t/m}^2 \text{ (pasir)}$$

$A_p$  = luas penampang tiang

$q_p$  = tegangan diujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$$

Dimana :

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral dalam  $\text{t/m}^2$

$N_s$  = harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam, dengan batasan  $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  = keliling x panjang tiang yang terbenam

Pada perhitungan pondasi diambil pada kedalaman 15 m

$$K = 25 \text{ t/m}^2 \text{ (lanau berlempung pasir)}$$

$$q_p = N_p \times K$$

$$= \frac{22 + 23 + 26 + 29 + 29 + 29 + 34 + 38 + 34 + 29 + 28}{11} \times 25$$

$$= 729,545 \text{ t/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 0.6^2 = 0.28 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_p \times A_p = 729,545 \times 0.28 = 204,272 \text{ ton}$$

$$N_s = \frac{\sum N_i}{i} = \frac{304}{30} = 10,13 \text{ t/m}^2$$

$$A_s = \pi \times D \times h_i = \pi \times 0.6 \times 16 = 30,159 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s = \left( \frac{10,13}{3} + 1 \right) \times 30,159 = 131,996 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 204,272 + 131,996 = 336,268 \text{ ton}$$

SF = 3

$$Q_{izin} = \frac{Q_L}{SF} = \frac{336,268}{3} = 112,089 \text{ ton}$$

Untuk daya dukung tiang pancang tunggal dikedalaman lain bisa dilihat pada tabel berikut :

**Tabel 4. 8** Tabel Q izin tanah pada setiap kedalaman

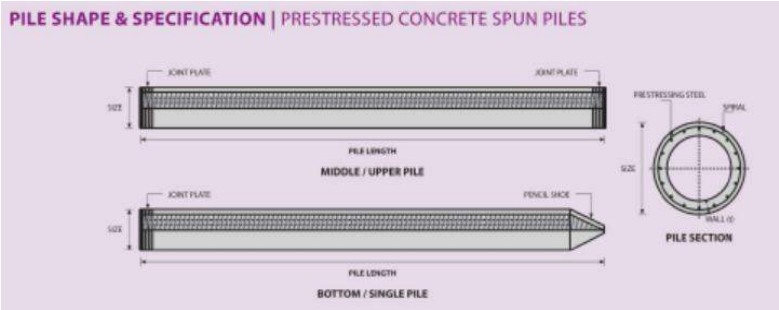
No	Dept h	N SPT	Np	K (t/m2)	qp (t/m2)	Qp (T)	Ns	As (m2)	Qs	QL	Q ijin	KET
0	0,0	0	0	20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	Tak pakai
1	1,0	5	6	20	127,27	35,99	5,00	1,88	5,0	41,0	13,67	Tak pakai
2	2,0	10	8	20	158,18	44,72	7,50	3,77	13,2	57,9	19,31	Tak pakai
3	3,0	12	10	20	190,91	53,98	8,83	5,65	22,3	76,3	25,43	Tak pakai
4	4,0	13	11	20	226,36	64,00	9,88	7,54	32,4	96,4	32,12	Tak pakai
5	5,0	15	13	20	264,55	74,80	10,80	9,42	43,4	118,2	39,38	Tak pakai
6	6,0	16	15	20	304,55	86,11	11,67	11,31	55,3	141,4	47,13	Tak pakai
7	7,0	17	17	20	337,27	95,36	12,43	13,19	67,9	163,2	54,41	Tak pakai
8	8,0	18	18	20	366,36	103,59	13,13	15,08	81,1	184,6	61,55	Tak pakai
9	9,0	20	20	20	398,18	112,58	13,83	16,96	95,2	207,8	69,26	Tak pakai
10	10,0	21	21	20	427,27	120,81	14,55	18,85	110,3	231,1	77,03	Tak pakai
11	11,0	22	23	20	453,64	128,26	15,23	20,73	126,0	254,2	84,75	Tak pakai
12	12,0	23	24	20	485,45	137,26	15,88	22,62	142,3	279,6	93,19	Tak pakai
13	13,0	26	26	20	523,64	148,05	16,65	24,50	160,5	308,6	102,86	Tak pakai
14	14,0	29	28	25	689,77	195,03	17,54	26,39	180,6	375,7	125,22	Tak pakai
15	15,0	29	28	25	711,36	201,13	18,30	28,27	200,7	401,9	133,96	Tak pakai
16	16,0	29	29	25	727,27	205,63	18,97	30,16	220,9	426,5	142,16	Pakai
17	17,0	34	30	25	738,64	208,84	19,82	32,04	243,8	452,6	150,88	Tak pakai
18	18,0	38	31	25	763,64	215,91	20,83	33,93	269,5	485,5	161,82	Tak pakai
19	19,0	34	32	25	797,73	225,55	21,50	35,81	292,5	518,0	172,68	Tak pakai
20	20,0	29	33	25	815,91	230,69	21,88	37,70	312,6	543,3	181,09	Tak pakai
21	21,0	28	33	25	825,00	233,26	22,17	39,58	332,1	565,3	188,44	Tak pakai
22	22,0	27	34	25	854,55	241,62	22,39	41,47	350,9	592,5	197,51	Tak pakai
23	23,0	34	36	25	894,32	252,86	22,89	43,35	374,2	627,0	209,01	Tak pakai
24	24,0	41	37	25	914,77	258,65	23,65	45,24	401,8	660,5	220,15	Tak pakai
25	25,0	37	37	25	936,36	264,75	24,18	47,12	426,9	691,7	230,56	Tak pakai
26	26,0	33	35	25	870,45	246,12	24,52	49,01	449,6	695,7	231,89	Tak pakai
27	27,0	42	32	25	806,82	228,12	25,17	50,89	477,8	706,0	235,32	Tak pakai
28	28,0	51	30	25	745,45	210,77	26,09	52,78	511,8	722,5	240,85	Tak pakai
29	29,0	47	27	25	668,18	188,92	26,81	54,66	543,2	732,1	244,04	Tak pakai
30	30,0	43	23	25	575,00	162,58	27,35	56,55	572,1	734,7	244,89	Tak pakai
Syarat:	P ijin tanah < P bahan											
	142,16 < 252,7 OK											

4.6.3 Jumlah Kebutuhan Tiang Pancang

Tipe pondasi = tiang pancang

Bentuk pondasi = lingkaran

$P_{izin}$  tanah = 236.32 ton



Gambar 4. 32 Spesifikasi Tiang Pancang

Perhitungan beban Pondasi (P) sebelum ditambah berat sendiri poer.

$$n = \frac{P_{max}}{P_{izin}} = \frac{\text{Nilai.P.diambil.dari.hasil.SAP}}{Q_{izin} \cdot \text{tan ah.pada.kedalaman}.15.m}$$

Tabel 4. 9 Jumlah kebutuhan tiang pancang pada setiap titik kolom

Joint	P max (Ton)	n Tiang Pancang	n koreksi
53	451,7809	4	6
54	445,4982	4	6
55	430,7585	4	6
56	439,1593	4	6
57	421,6198	3	4
58	421,5813	3	4
59	438,7419	4	6
60	430,7376	4	6

61	445,5022	4	6
62	451,7795	4	6
63	317,6634	3	4
64	347,3622	3	4
65	302,8392	3	4
66	302,4021	3	4
67	347,3461	3	4
68	317,6672	3	4
69	491,4144	4	6
70	477,5358	4	6
71	359,9667	3	4
72	458,9499	4	6
73	410,867	3	4
74	410,4883	3	4
75	458,6018	4	6
76	359,9962	3	4
77	477,5318	4	6
78	491,402	4	6
79	337,2816	3	4
80	506,8363	4	4
81	477,5687	4	4
82	482,7941	4	4
83	458,8919	4	4
84	456,4702	4	4
85	480,9262	4	4
86	477,6139	4	4
87	506,826	4	4
88	337,2835	3	4
89	346,4038	3	4

90	500,8052	4	4
91	471,3688	4	4
92	482,1894	4	4
93	459,1747	4	4
94	458,6167	4	4
95	482,0824	4	4
96	471,3497	4	4
97	500,8088	4	4
98	346,3974	3	4

Berdasarkan tabel diatas, dapat diketahui bahwa ada 2 jenis pondasi dalam perencanaan bangunan gedung dokter gigi UB Malang yaitu pondasi dengan kebutuhan tiang pancang sebanyak 4 dan 6 buah.

#### 4.6.4 Perencanaan Pondasi 4 buah tiang

Perhitungan beban pondasi sebelum ditambah berat sendiri poer :

P terbesar diantara kombinasi yang ditinjau  $P_{\max} = 506,84$  ton

Letak pondasi yang ditinjau = joint 80

Posisi Poer = tidur

Arah X = 2 buah

Arah Y = 2 buah

##### 4.6.4.1 Perencanaan Dimensi Poer

Pada perencanaan pondasi tiang pancang dalam kelompok antar tiang pancang (S), menurut buku karangan Karl Terzaghi dan Ralph B. Peck dalam bukunya mekanika tanah dalam prakter rekayasa, jilid 2 disebutkan bahwa :

Perhitungan jarak antar tiang pancang (s) :

$$2.5D < S < 3D$$

$$150 \text{ cm} < S < 180 \text{ cm}$$

Menggunakan nilai  $s = 150 \text{ cm}$

Perhitungan jarak antar tiang pancang ( $s'$ ):

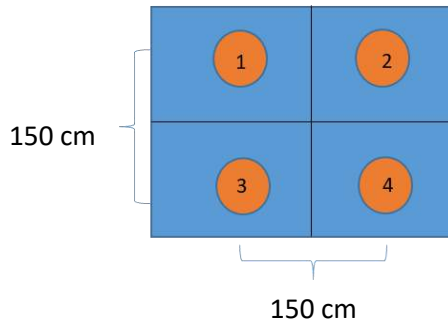
$$1.5D < S' < 2D$$

$$90 \text{ cm} < S' < 120 \text{ cm}$$

Menggunakan nilai  $s = 90 \text{ cm}$

Arah X = 180 cm

Arah Y = 330 cm



#### 4.6.4.2 Pengecekan Ulang Kebutuhan Tiang Pancang

Tebal poer rencana : 1 m

BJ beton : 2400 Kg/m<sup>3</sup>

$P_{\max}$  = 359,996 ton

Berat poer = 3.3 x 3,3 x 1 x 2.4 ton/m<sup>3</sup>

= 26,136 ton

$P_{\max}'$  = 388,132 ton

$$n = \frac{P_{\max}'}{P_{izin}} = \frac{388,132}{142,16} = 3 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

Setelah ditambah berat sendiri poer dan tanah dengan dimensi pakai, didapatkan bahwa jumlah tiang pancang yang diperlukan sebanyak 4 buah.

#### 4.6.4.3 Perhitungan Daya Dukung Tiang Berdasarkan Efisiensi

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre, yaitu sebagai berikut :

$$\text{Effisiensi } (\eta) = 1 - \frac{\arctan \frac{D}{S}}{90} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

m = banyaknya tiang dalam kolom = 1 buah

n = banyaknya tiang dalam baris = 1 buah

D = diameter tiang pancang = 0.6 m

S = jarak antar As tiang pancang = 1.5 m

Maka nilai efisiensi adalah  $(\eta) = 1$

$$\begin{aligned} P_{izin} \text{ tanah koreksi} &= \eta \times P_{izin} \text{ tanah} \\ &= 1 \times 142,16 \\ &= 142,16 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} P_{izin} \text{ tanah koreksi} &< P_{izin} \text{ bahan} \\ 142,16 \text{ ton} &< 252.7 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Karena dimensi penampang poer dan tiang sudah diperoleh semuanya, maka dilakukan pengecekan akhir yaitu  $P_u \max \leq P_{izin} \text{ tanah total}$ .

$$\begin{aligned} P_{\max} &= 506,84 \text{ ton} \\ \text{Berat poer} &= 3.3 \times 3,3 \times 0.8 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 \\ &= 26,136 \text{ ton} \\ \text{Berat tiang} &= 0.393 \text{ ton/m} \times 16 \text{ m} \times 4 \text{ buah} \\ &= 25,152 \text{ ton} \\ P_{\max}' &= 558,124 \\ P_{izin} \text{ tanah total} &= \text{jumlah TP} \times P_{izin} \text{ tanah efisiensi} \\ &= 4 \text{ buah} \times 142,16 \\ &= 568,647 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} P_u \max &< P_{izin} \text{ tanah total} \\ 558,124 \text{ ton} &< 568,647 \text{ ton} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.6.4.4 Perhitungan Daya Dukung tiang dalam kelompok

Berdasarkan output SAP didapatkan gaya-gaya dalam dari joint yang ditinjau :

- Akibat beban tetap (1D + 1L)

$$P = 434,969 \text{ ton}$$

$$M_y = -0,586 \text{ ton.m}$$

$$M_x = 0,379 \text{ ton.m}$$

Jarak sumbu tiang ketitik berat susunan kelompok tiang :

No.	X	X <sup>2</sup>	No.	Y	Y <sup>2</sup>
1	-0,75 m	0,5625 m	1	0,75 m	0,5625 m
2	0,75 m	0,5625 m	2	0,75 m	0,5625 m
3	-0,75 m	0,5625 m	3	-0,75 m	0,5625 m
4	0,75 m	0,5625 m	4	-0,75 m	0,5625 m
$\Sigma x^2$		2,25 m	$\Sigma y^2$		2,25 m

Untuk mendapatkan nilai beban yang diterima pada satu tiang pancang dapat dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$P = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y \cdot X}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{\Sigma Y^2}$$

$$P_{\max} = 108,673 \text{ ton}$$

$$P_{\min} = 108,811 \text{ ton}$$

P pakai adalah yang terbesar = 108,811 ton

Kontrol :

$$P \text{ 1 tiang} < P \text{ izin tanah} \times \eta$$

$$108,811 \text{ ton} < 142,16 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan peraturan PPIUG 1983 tabel 1.1 bahwasanya daya dukung yang diizinkan pada tanah keras untuk pembebanan tetap harus lebih dari sama dengan 5 kg/cm<sup>2</sup>

$$P \text{ ijin tanah} \geq 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$6,56 \text{ kg/cm}^2 \geq 5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$



- Akibat beban sementara (1D + 1L + 1Ex)

$$P = 506,836 \text{ ton}$$

$$M_y = -0,196 \text{ ton.m}$$

$$M_x = 48,330 \text{ ton.m}$$

Jarak sumbu tiang ketitik berat susunan kelompok tiang :

No.	X	X <sup>2</sup>	No.	Y	Y <sup>2</sup>
1	-0,75 m	0,5625 m	1	0,75 m	0,5625 m
2	0,75 m	0,5625 m	2	0,75 m	0,5625 m
3	-0,75 m	0,5625 m	3	-0,75 m	0,5625 m
4	0,75 m	0,5625 m	4	-0,75 m	0,5625 m
$\Sigma x^2$		2,25 m	$\Sigma y^2$		2,25 m

Untuk mendapatkan nilai beban yang diterima pada satu tiang pancang dapat dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$P = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y \cdot X}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{\Sigma Y^2}$$

$$P_{\max} = 142,754 \text{ ton}$$

$$P_{\min} = 110,664 \text{ ton}$$

P pakai adalah yang terbesar = 142,754 ton

Kontrol :

$$P \text{ 1 tiang} < P \text{ izin tanah} \times \eta$$

$$142,754 \text{ ton} < 142,162 \text{ ton} \quad (\text{NOT OK})$$

Berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) pasal 1.2 (2) Daya dukung tiang yang diizinkan pada tanah keras dengan kombinasi beban sementara dapat dinaikkan sampai 30 persen.

Kontrol :

$$P \text{ 1 tiang} < P \text{ izin tanah} \times \eta \times 1,3$$

$$142,754 \text{ ton} < 184,810 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

- Akibat beban sementara (1D + 1L + 1Ey)

$$P = 435,299 \text{ ton}$$

$$M_y = 40,063 \text{ ton.m}$$

$$M_x = 0,536 \text{ ton.m}$$

Jarak sumbu tiang ketitik berat susunan kelompok tiang :

No.	X	X <sup>2</sup>	No.	Y	Y <sup>2</sup>
1	-0,75 m	0,5625 m	1	0,75 m	0,5625 m
2	0,75 m	0,5625 m	2	0,75 m	0,5625 m
3	-0,75 m	0,5625 m	3	-0,75 m	0,5625 m
4	0,75 m	0,5625 m	4	-0,75 m	0,5625 m
$\Sigma x^2$		2,25 m	$\Sigma y^2$		2,25 m

Untuk mendapatkan nilai beban yang diterima pada satu tiang pancang dapat dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$P = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y \cdot X}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{\Sigma Y^2}$$

$$P_{\max} = 122,358 \text{ ton}$$

$$P_{\min} = 95,292 \text{ ton}$$

P pakai adalah yang terbesar = 101.17 ton

Kontrol :

$$P \text{ 1 tiang } < P \text{ izin tanah } \times \eta$$

$$122,358 \text{ ton} < 141,162 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

#### 4.6.4.5 Perhitungan Tebal Poer

- Kontrol geser satu arah pada poer akibat kolom

$$P_u \text{ max} = 506,83 \text{ ton}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 90 / 90 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal rencana} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Selimut beton} = 0,075 \text{ m (SNI 2847:2013 Ps 7.7.1)}$$

Kontrol :

$$d > 0.3 \text{ m (SNI 2847:2013 Ps 15.7)}$$

$$1 - 0.075 > 0.3 \text{ m}$$

$$0.925 \text{ m} > 0.3 \text{ m}$$

$$V_u = \sigma \cdot b_w \cdot L' \text{ (gaya geser satu arah pada penampang kritis)}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{506,83}{3,3 \times 3,3} = 46,541 \text{ ton/m}^2$$

$$bw = \text{panjang pondasi} = 3,3 \text{ m}$$

$$L' = (1/2bw) - (1/2 \text{ lebar kolom}) - d = 0,275 \text{ m}$$

$$Vu = 42,24 \text{ ton}$$

### Cek kuat geser beton

$$Vc = 0,17 \lambda \sqrt{f'c} bw.d$$

$$\lambda = 1$$

$$\phi = 0,75$$

$$Vc = 91,27 \text{ ton}$$

### Kontrol kuat geser beton satu arah

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$42,23 \text{ ton} \leq 68,452 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol geser dua arah pada poer akibat kolom

Dalam kontrol geser dua arah,  $Vu$  yang terjadi harus lebih kecil dari persamaan yang menghasilkan nilai  $Vc$  terkecil pada SNI 2847:2013 Ps. 11.11.2.1 poin a, b, c.

$$Vu = \sigma . At$$

$$\sigma = 46,54 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} At &= (B \times L \text{ poer}) - ((b + h \text{ kolom}) \times t \text{ poer}) \\ &= (3,3 \times 3,3) - ((0,9 + 0,9) \times 1) \\ &= 9,09 \end{aligned}$$

$$Vu = 423,06 \text{ ton}$$

Persamaan 1 (a)

$$Vc = 0,17 \left( 1 - \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} bo.d$$

$$an = \text{sisi panjang kolom} = 900 \text{ mm}$$

$$bn = \text{sisi pendek kolom} = 900 \text{ mm}$$

$$\beta = an/bn = 1,00$$

$$d = \text{tebal pondasi-selimut} = 925 \text{ mm}$$

$$bo = 2 \times (b + h) + 4d = 7300 \text{ mm}$$

$$V_c = 2037,36 \text{ ton}$$

Persamaan 2 (b)

$$V_c = 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 2343,71 \text{ ton}$$

Persamaan 3 (c)

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1318,29 \text{ ton}$$

Dipakai kuat geser yang terkecil yaitu = 1318,29 ton

Kontrol :

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$423,06 \leq 988,72 \quad (\text{OK})$$

- Kontrol geser satu arah pada poer akibat tiang pancang

$$P_u (1D + 1L) = 318,76 \text{ ton}$$

$V_u = \sigma \cdot b_w \cdot L'$  (gaya geser satu arah pada penampang kritis)

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{318,76}{3.3 \times 3,3} = 29,271 \text{ ton/m}^2$$

$$b_w = \text{panjang pondasi} = 3.3 \text{ m}$$

$$L' = (1/2 b_w) - (1/2 \text{ lebar kolom}) - d = 0.275 \text{ m}$$

$$V_u = 26,56 \text{ ton}$$

**Cek kuat geser beton**

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\lambda = 1$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_c = 91,27 \text{ ton}$$

Kontrol kuat geser beton satu arah

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$26,56 \text{ ton} \leq 68,453 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol geser dua arah pada poer akibat kolom

Dalam kontrol geser dua arah,  $V_u$  yang terjadi harus lebih kecil dari persamaan yang menghasilkan nilai  $V_c$  terkecil pada SNI 2847:2013 Ps. 11.11.2.1 poin a, b, c.

$$V_u = \sigma \cdot A_t$$

$$\sigma = 29,27 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} A_t &= (A \text{ poer}) - (A \text{ pondasi}) \\ &= (3.3 \times 3,3) - (\frac{1}{4} \times \pi \cdot 0.6^2) \\ &= 9,06 \text{ m} \end{aligned}$$

$$V_u = 265,30 \text{ ton}$$

Persamaan 1 (a)

$$V_c = 0.17 \left( 1 - \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o \cdot d$$

$$a_n = \text{sisi panjang kolom} = 900 \text{ mm}$$

$$b_n = \text{sisi pendek kolom} = 900 \text{ mm}$$

$$\beta = a_n / b_n = 1.00$$

$$d = \text{tebal pondasi-selimut} = 925 \text{ mm}$$

$$b_o = \pi \times D \text{ tiang} = 4790,928 \text{ mm}$$

$$V_c = 1337,11 \text{ ton}$$

Persamaan 2 (b)

$$V_c = 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o \cdot d$$

$$V_c = 2115,78 \text{ ton}$$

Persamaan 3 (c)

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o \cdot d$$

$$V_c = 865,19 \text{ ton}$$

Dipakai kuat geser yang terkecil yaitu = 865,19 ton

Kontrol :

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$265,299 \leq 648,89 \quad (\text{OK})$$

#### 4.6.4.6 Cek Terhadap panjang Penyaluran tulangan Kolom

Ldc diambil terbesar dari persamaan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 12.3.2

Ldc minimum = 200 mm (SNI 2847:2013 Ps. 12.3.1)

Tulangan kolom = D22

Persamaan 1

$$\left( \frac{0.24f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b = 374.84 \text{ mm}$$

Persamaan 2

$$(0.043 f_y) d_b = 397.32 \text{ mm}$$

Ldc diambil terbesar = 397.32 mm > 200 mm (OK)

Syarat :

Tebal poer > panjang penyaluran tul. Kolom

100 cm > 39.73 cm

#### 4.6.4.7 Perencanaan Tulangan Lentur Poer

Dalam perhitungan tulangan lentur poer diasumsikan sebagai balok kantilever.

Data perencanaan :

Dimensi poer = 330 cm x 330 cm

Jumlah tiang = 4 buah

Dimensi kolom = 90 cm x 90 cm

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 35 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 MPa

Diameter tulangan = 22 mm

Selubung beton = 75 mm

Tebal poer = 1000 mm

$\phi$  = 0.9

$\beta$  = 0.81

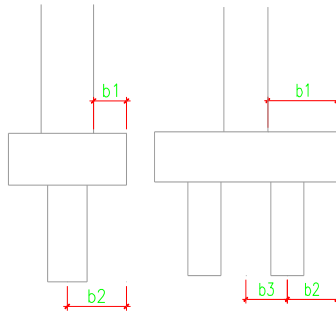
dx = 800 – 75 –  $\frac{1}{2} \times 22$

= 714 mm

dy = 800 – 75 –  $\frac{1}{2} \times 22$  – 22

= 692 mm

pembebanan yang terjadi pada poer :



**Gambar 4. 33** Poer arah X dan Y

poer arah x :  $b1 = 1200 \text{ mm}$

$b2 = 900 \text{ mm}$

$b3 = 300 \text{ mm}$

poer arah y :  $b1 = 1200 \text{ mm}$

$b2 = 900 \text{ mm}$

$b3 = 300 \text{ mm}$

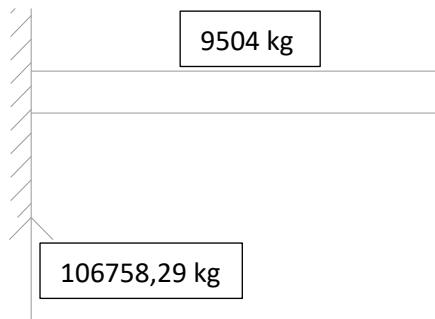
- Penulangan Poer arah X

#### **Tulangan Tarik**

Beban yang terjadi :

Berat poer = 9504 kg

$P_{\max} = 106758,29 \text{ kg}$



**Gambar 4. 34** Mekanika Teknik Pile cap arah x

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} Mu &= (P \times b_3) - \left( \frac{1}{2} \times 3168 \times b_1^2 \right) \\ &= (106758,29 \times 0) - \left( \frac{1}{2} \times 9504 \times 1,2^2 \right) \\ &= 57212,094 \text{ kgm} = 572120940 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tulangan perlu maksimum dan minimum :

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \frac{0.85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.25 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = 14.118$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{572120940}{0.9} = 635689933,3 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{635689933,3}{3300 \times 914^2} = 0.231$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= 0.00055 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0033$$

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= \rho \cdot b \cdot d = 0.0033 \times 3300 \times 914 \\ &= 10054 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22

$$\begin{aligned} S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{As_{\text{perlu}}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 3300}{10054} \\ &= 124,77 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\max} = 2h = 2 \times 900 = 1800 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan D22 – 100



Kontrol :

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &> \text{As perlu} \\ 12544,379 \text{ mm}^2 &> 10054 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

**Tulangan Tekan**

$$\begin{aligned} \text{As}' &= \frac{1}{2} \times \text{As} \\ &= \frac{1}{2} \times 10054 \text{ mm}^2 \\ &= 5027 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$D_{\text{tul}} = \left( \frac{S \times \text{As}'}{\frac{1}{2} \times \pi \times b} \right)^{0.5} = \left( \frac{100 \times 5027}{\frac{1}{2} \times \pi \times 3.3} \right)^{0.5} = 12,06 \text{ mm} \approx 13 \text{ mm}$$

- Penulangan Poer arah Y

**Tulangan Tarik :**

Beban yang terjadi :

$$\text{Berat poer} = 9504 \text{ kg}$$

$$P_{\text{max}} = 101173,08 \text{ kg}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_u &= (P \times b_3) - \left( \frac{1}{2} \times 9504 \times b_1^2 \right) \\ &= (101173,08 \times 0.3) - \left( \frac{1}{2} \times 9504 \times 1.2^2 \right) \\ &= 53860,97 \text{ kgm} = 538609700 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tulangan perlu maksimum dan minimum :

$$p_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$\begin{aligned} p_{\text{max}} &= 0.75 \times \frac{0.85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.25 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = 14.118$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 598455222,2 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = 0.2279$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0.0005$$

$$\rho_{pakai} = 0.0033$$

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0033 \times 3300 \times 992$$

$$= 9812 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D22

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{\text{As.perlu}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 3300}{9812}$$

$$= 127,847 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 2h = 2 \times 900 = 1800 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan D22 – 100

Kontrol :

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &> \text{As perlu} \\ 12544,379 \text{ mm}^2 &> 9812 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

### **Tulangan Tekan**

$$\begin{aligned} \text{As}' &= \frac{1}{2} \times \text{As} \\ &= \frac{1}{2} \times 9812 \text{ mm}^2 \\ &= 4906 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$D_{\text{tul}} = \left( \frac{S \times \text{As}'}{\frac{1}{2} \times \pi \times b} \right)^{0.5} = \left( \frac{100 \times 4906}{\frac{1}{2} \times \pi \times 3.3} \right)^{0.5} = 11,91 \text{ mm} \approx 13 \text{ mm}$$

**Tabel 4. 10** Rekapitulasi penulangan poer

Tipe Pondasi	Arah X		Arah Y	
	Tulangan tarik	Tulangan tekan	Tulangan tarik	Tulangan tekan
2 Kolom	D22 – 200	D13 – 150	D22 – 200	D13 – 150
6 tiang	D22 – 100	D13 – 150	D22 – 100	D13 – 150

#### 4.6.5 Perencanaan Sloof

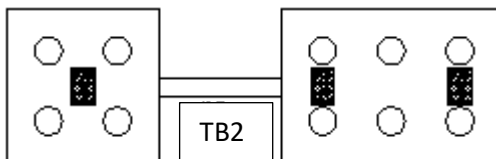
Sloof adalah elemen struktur bawah yang digunakan dengan tujuan untuk pengaku antar pile cap. Beban-beban yang ada pada sloof terdiri dari beban sendiri, dan beban dinding yang berada pada lantai paling bawah

##### 4.6.5.1 Data Perencanaan

Sloof yang dihitung adalah sloof antara pilecap 58 dan pilecap 1380 dengan data-data sebagai berikut:

Data perencanaan:

- Mutu beton,  $f_c'$  = 35 MPa
- Mutu baja lentur,  $f_y$  = 400 MPa
- Mutu baja geser,  $f_y$  = 240 MPa
- Panjang balok = 3600 mm
- Selimut beton,  $c$  = 75 mm
- Lebar balok = 400 mm
- Tinggi balok = 600 mm
- $\beta = 0,85 - 0,05/7(f_c' - 28) = 0,8$



Gambar 4.35 Sloof Tipe 2 (TB2)

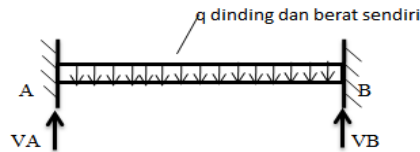
##### 4.6.5.2 Pembebanan Sloof

Beban yang diterima sloof terdiri dari beban dinding dan berat sendiri sloof.

Pembebanan sloof:

Beban mati:

- |                 |   |   |   |        |                   |
|-----------------|---|---|---|--------|-------------------|
| - Berat sendiri | = | $0,4\text{m} \times 0,6\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$ | = | 576    | kg/m              |
| - Dinding       | = | $250\text{kg/m}^2 \times 3,5\text{m}$                     | = | 875    | kg/m +            |
| Total qD        |   |   | = | 1451   | kg/m <sup>2</sup> |
| Total 1,4D      |   |   | = | 2031,4 | kg/m              |



Gambar 4.36 Mekanika Teknik Sloof

$$\begin{aligned}
 V_{max} &= V_A = V_B \\
 &= 1/2 \times 2031,4 \text{ kg/m} \times 3,6 \text{ m} \\
 &= 2742,39 \text{ kg} \\
 M_{max} &= 1/12 \times q \times L^2 \\
 &= 1/12 \times 2031,4 \text{ kg/m} \times (3,6 \text{ m})^2 \\
 &= 1234,08 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

#### 4.6.5.3 Penulangan Lentur Sloof

Pada perencanaan tulangan lentur sloof, diketahui data-data perencanaan sebagai berikut:

- Lebar balok,  $b$  = 400mm
- Tinggi balok,  $h$  = 600mm
- Selimut beton,  $c$  = 75mm
- $\beta = 0,85 - 0,05/7(f_c' - 28) = 0,8$
- $M_u$  = 1234,08kgm

Direncanakan tulangan lentur sloof:

- Diameter,  $D$  = 19mm
- Jumlah tulangan,  $n$  = 3 buah

$$\begin{aligned}
 d &= h - c - \phi - 1/2D \\
 &= 600 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 1/2 \times 19 \text{ mm} \\
 &= 505,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_u / \phi \\
 &= 1234,08 \text{ kgm} / 0,9 \\
 &= 1371,195 \text{ kgm} \\
 &= 13711950 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{bxd^2} \\
 &= \frac{13711950 \text{ Nmm}}{400 \text{ mm} \times (505,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 0,134 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 35 \text{ MPa}} \\
 &= 13,445
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,5 \rho_b \\
 &= 0,5 \times 0,85 \times \beta \times \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,5 \times 0,85 \times 0,8 \times \left( \frac{35}{400} \right) \times \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,018
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,445} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 0,134}{400}} \right) \\
 &= 0,0003
 \end{aligned}$$

Kontrol rasio tulangan:

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$$

$$0,0035 \leq 0,0003 \leq 0,018 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Maka yang dipakai adalah  $\rho_{min}$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 400 \text{ mm} \times 505,5 \text{ mm} \\
 &= 707,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{pakai}} &= 1/4 \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= 1/4 \times \pi \times 19^2 \times 3 \\
 &= 850,59 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b-2xc-2x\phi-nxD}{n-1} \\
 &= \frac{300-2x75-2x10-3x19}{3-1} \\
 &= 86,5mm
 \end{aligned}$$

Kontrol luas tulangan:

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &\leq A_{s_{pakai}} \\
 707,7mm^2 &\leq 850,59mm^2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak spasi tulangan:

$$\begin{aligned}
 s &\geq 25mm \\
 86,5mm &\geq 25mm \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Jadi, tulangan lentur pada sloof yang dipakai adalah 3D19

*Tabel 4.11 Pemasangan Tulangan Lentur pada Sloof*

Daerah	Atas	bawah
Tumpuan	3 D19	3 D19
Lapangan	3 D19	3 D19

#### 4.6.5.4 Penulangan Geser Sloof

Besarnya  $V_u$  pada muka join seperti yang telah dihitung pada mekanika sloof adalah sebagai berikut:

$$V_u = 27423,9N$$

Direncanakan tulangan geser:

- Diameter polos,  $\phi = 10mm$
- Spasi tulangan,  $s = 150mm$
- Jumlah kaki = 2 kaki

Perhitungan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan kuat geser tulangan ( $V_s$ ):

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \\
 &= 0,17x1\sqrt{35}x400x505,5 \\
 &= 203359,33N
 \end{aligned}$$

Kontrol:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$27423,9N \leq 0,75 \times 203359,33N$$

$$27423,9N \leq 152519,49N \text{ (memenuhi)}$$

Karena kuat geser yang disumbangkan oleh beton sudah terpenuhi, maka dipasang tulangan minimum

$$\begin{aligned} A_{v,min} &= 0,35 \times b_w \times s / f_y \\ &= 0,35 \times 400mm \times 150mm / 240MPa \\ &= 87,5mm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v,pakai} &= 1/4 \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1/4 \times \pi \times 10^2 \times 2 \\ &= 157,08mm^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas tulangan:

$$A_{v,perlu} \leq A_{v,pakai}$$

$$87,5mm^2 \leq 157,08mm^2 \text{ (memenuhi)}$$

SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.1 memberi syarat bahwa spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi  $d/2$

$$\begin{aligned} d/2 &= 505,5mm/2 \\ &= 252,75mm \end{aligned}$$

Kontrol spasi tulangan geser:

$$s_{pakai} \leq d/2$$

$$150mm \leq 252,75mm \text{ (memenuhi)}$$

Jadi, sloof dipasang tulangan geser  $\emptyset 10$ -150. Pada daerah lapangan, tulangan geser dipasang sama dengan daerah tumpuan.

*Tabel 4.12 Penulangan Geser pada Sloof*

Daerah	Tul. Sengkang
tumpuan	$\emptyset 10$ - 150
lapangan	$\emptyset 10$ - 150

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1 Kesimpulan**

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil perhitungan struktur sekunder didapatkan :
  - a. Plat lantai menggunakan bondek SUPER FLOOR DECK  $t = 0,75$  mm, dengan tebal plat beton :
    - Lantai Atap  $t = 90$  mm
    - Lantai Kuliah  $t = 90$  mm
    - Lantai Kantor  $t = 100$  mm
    - Lantai Lab.  $t = 100$  mm
    - Lantai Simulator  $t = 120$  mm
  - b. Balok Anak
    - Lantai Simuator dan Lab. WF  $400 \times 200 \times 12 \times 8$
    - Lantai Atap WF  $350 \times 175 \times 11 \times 7$
    - Lantai kuliah dan kantor. WF  $400 \times 200 \times 12 \times 8$
  - c. Balok Tangga :
    - Pengaku Anak tangga L  $50 \times 50 \times 4$
    - Bordes WF  $100 \times 50 \times 5 \times 7$
    - Balok Utama  $200 \times 150 \times 6 \times 9$
    - Balok Penumpu  $250 \times 175 \times 7 \times 11$
  - d. Balok lift
    - Penumpu WF  $250 \times 250 \times 9 \times 14$
2. Dari hasil perhitungan struktur primer didapatkan :
  - a. Balok:
    - Melintang WF  $600 \times 300 \times 20 \times 12$
    - Memanjang WF  $600 \times 300 \times 20 \times 12$
    - Link Melintang WF  $600 \times 300 \times 20 \times 12$
    - Link Memanjang WF  $600 \times 300 \times 20 \times 12$



- b. Kolom :
    - Lantai Dasar - 3 Komposit CFT 700 x 700 x 25
    - Lantai 4 - 11 Komposit CFT 600 x 600 x 25
    - Lantai 12 - Atap Komposit CFT 500 x 500 x 25
3. Dari hasil perhitungan struktur bresing & link didapatkan:
  - a. Panjang link arah :
    - Melintang 100 cm dengan pengaku sejarak 25 cm
    - Memanjang 100 cm dengan pengaku sejarak 25 cm
  - b. Bresing arah :
    - Melintang WF 200 x 200 x 8 x 12
    - Memanjang WF 200 x 200 x 8 x 12
4. Permodelan analisis struktur menggunakan porogram bantu SAP 2000v14, dengan 4 kontrol desain yaitu:
  - a. Kontrol partisipasi massa.
  - b. Kontrol periode getar struktur.
  - c. Kontrol nilai akhir respon spektrum.
  - d. Kontrol batas simpangan (*drift*).
5. Perencanaan sambungan di desain menggunakan kombinasi beban ultimate yang didapat dari output SAP. Dalam perencanaan ini, sambungan yang digunakan adalah sambungan las & baut.
6. Pondasi struktur menggunakan Tiang pancang dengan D=60cm dengan kedalaman 16 m berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).

Hasil dari perencanaan struktur dapat dilihat pada lampiran gambar berupa gambar teknik.

## **5.2 Saran**

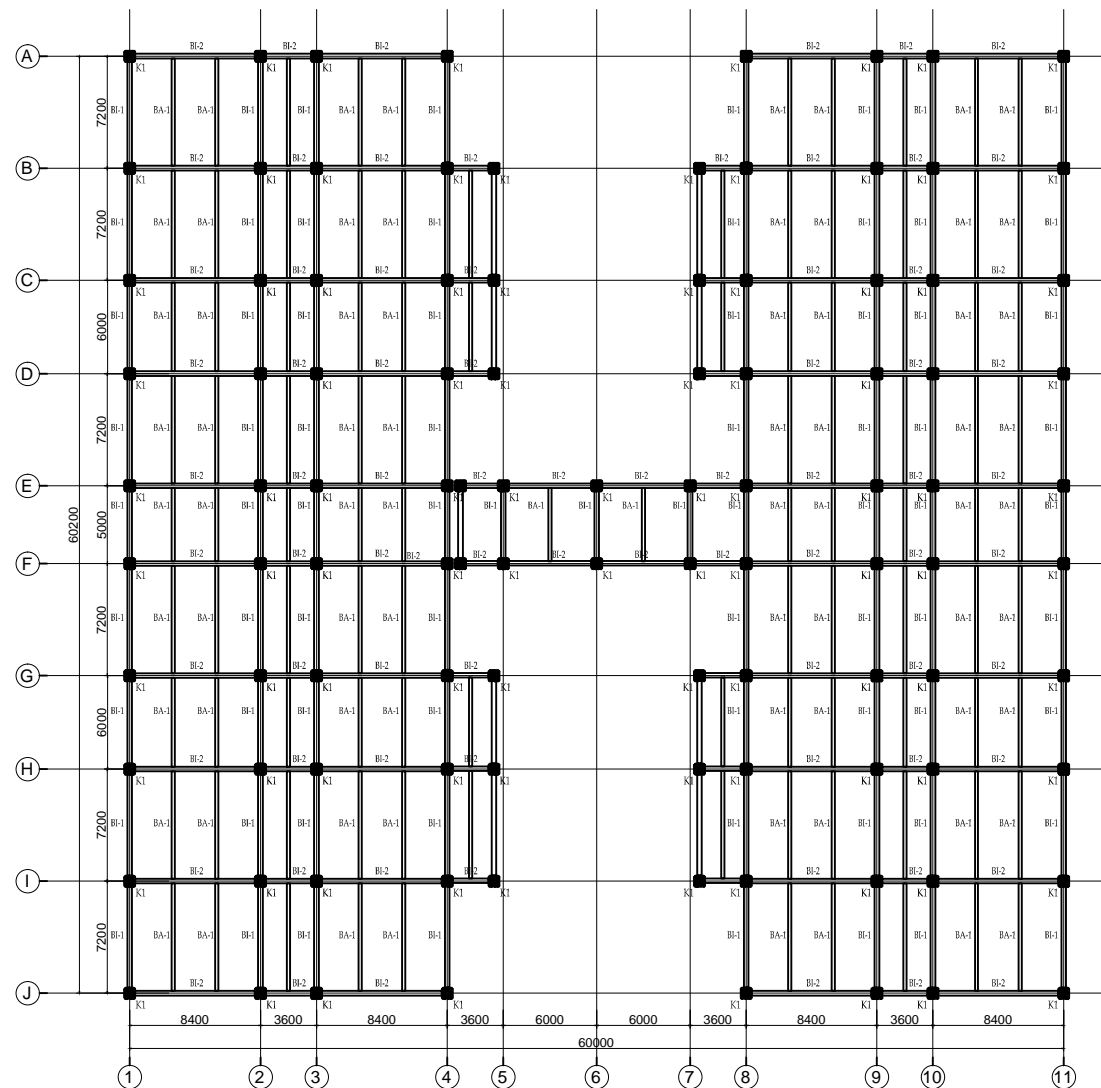
Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur bresing eksentrik lebih lanjut dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

*“ Halaman ini sengaja dikosongkan “*

## DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction. (2005), *Seismic Provision for Structural Steel Buildings*. AISC, Inc.
- Badan Standardisasi Nasional. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)*. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. (2015). *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2015)*. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. (2015). *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. (SNI 03-1729-2013)*. Bandung : BSN
- Becker, Roy & Michael Ishler. (1996). *Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames*. California : Steel Tips Publication.
- Engelhardt, Michael D., (2007). *Design Of Seismic Resistant Steel Building Structures*. USA :University of Texas
- Engelhardt, Michael D., & Popov, Egor P. (1989). *Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames*. Earthquake Engineering Research Center UBC/EERC-89/01, College of Engineering University of California at Berkeley.
- Engelhardt, Michael D., & Popov, Egor P. (1992). *Experimental Performance of Long Link in Eccentrically Braced Frames*. Journal of Structural Engineering. Vol. 118, No. 11.

- Egor P. Popov, Kazuhiko Kasai, & Michael D.Engelhardt. (1986). *Advances In Design of Eccentrically Braced Frames*. Structural Steel Conference, Auckland
- Kuranovas, Artiomas & Kazimieras Kvedaras, Audronis., (2007). *Behaviour of Hollow Concrete-Filled Steel Tubular Composite Elements*. Journal of Civil Engineering and Management
- Morino, Shosuke & Tsuda, Keiko. (2003). *Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan*. *Earthquake Emgineering and Engineering Seismology*
- Moestopo, M., & Yudi, H., (2006), *Kajian Kinerja Link Yang Dapat Diganti Pada Struktur Rangka Baja Berpengaku Eksentrik Tipe Split-K*. Seminar dan Pameran HAKI.
- Setiawan, Agus. (2008). *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002)*. Jakarta : Erlangga.
- Suwignya, (2010), *Modifikasi Perencanaan Struktur Apartement Puncak Dharmahusada Dengan Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentris*. ITS
- Untung, Djoko. (2012). *Bahan Ajar Rekayasa Pondasi dan Timbunan*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS
- Widyastuti, Erna, (2010). *Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Asrama Mahasiswa Universitas Gadjah Mada (Ugm) Di Sendowo, Sleman, Yogyakarta Dengan Menggunakan Hexagonal Castellated Beam*. ITS
- Wiryanto, Dewobroto. (2016). Seri Buku Teknik Sipil *STRUKTUR BAJA Edisi ke-2*



DENAH BALOK DAN KOLOM 1-4 (Typical)

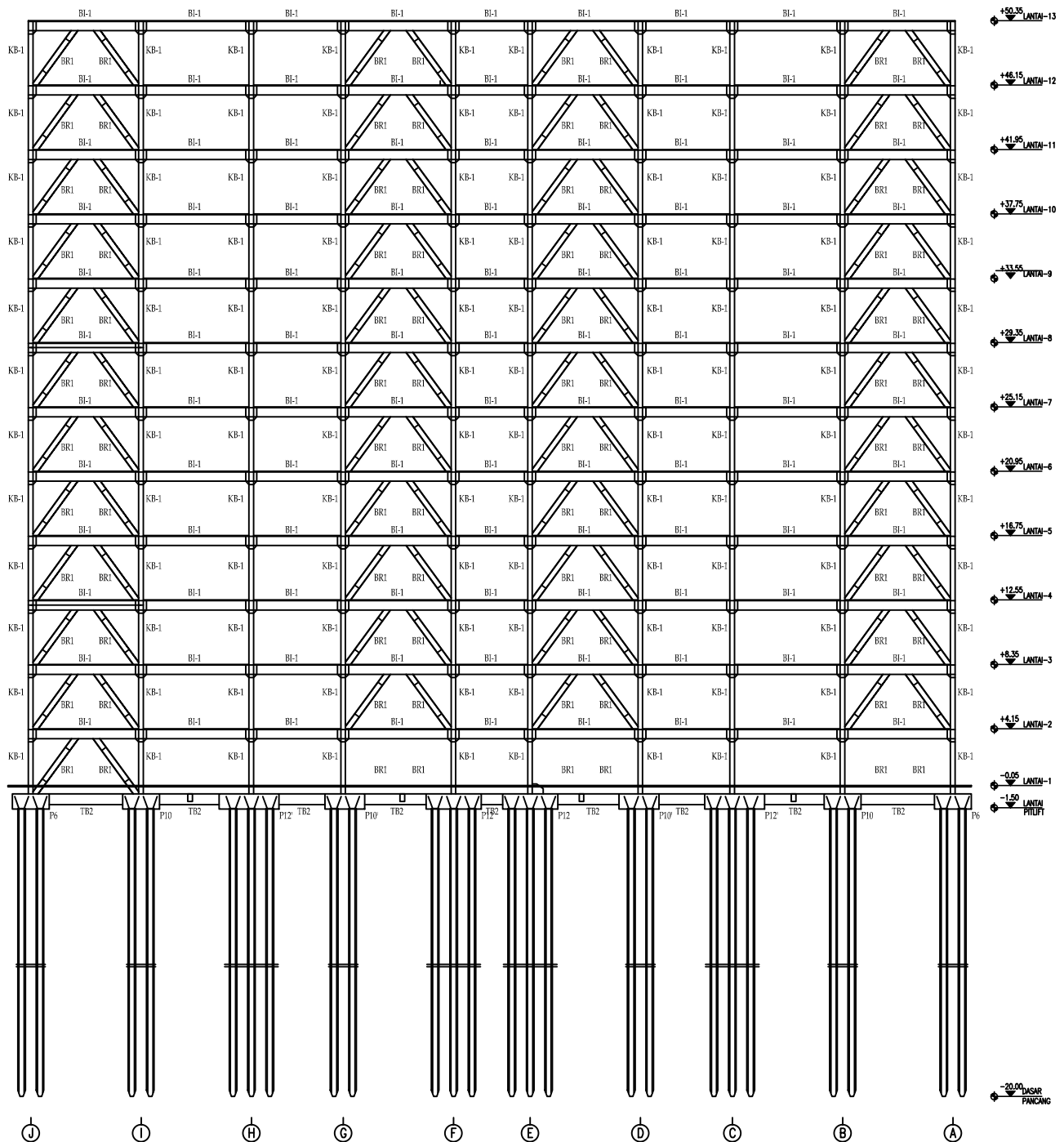
Skala 1 : 500

JENIS BALOK	
BI-1	BALOK INDUK WF 600x300x20x12
BI-2	BALOK INDUK WF 600x300x20x12
BA-1	BALOK ANAK WF 400x200x12x8
K1	KOLOM RCFT 700x700x25x25




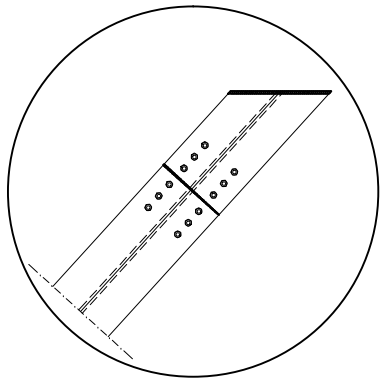
PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR  
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN  
KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2018

NAMA GAMBAR	SKALA	NO.	JUMLAH	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	KETERANGAN
1. DENAH BALOK DAN KOLOM LT.1-4 (TYPICAL)	1:500	5	31	JANITA BAYU ANDRIANI 03111645000004	1. Dr. Ir. DJOKO IRAWAN, MS	STR

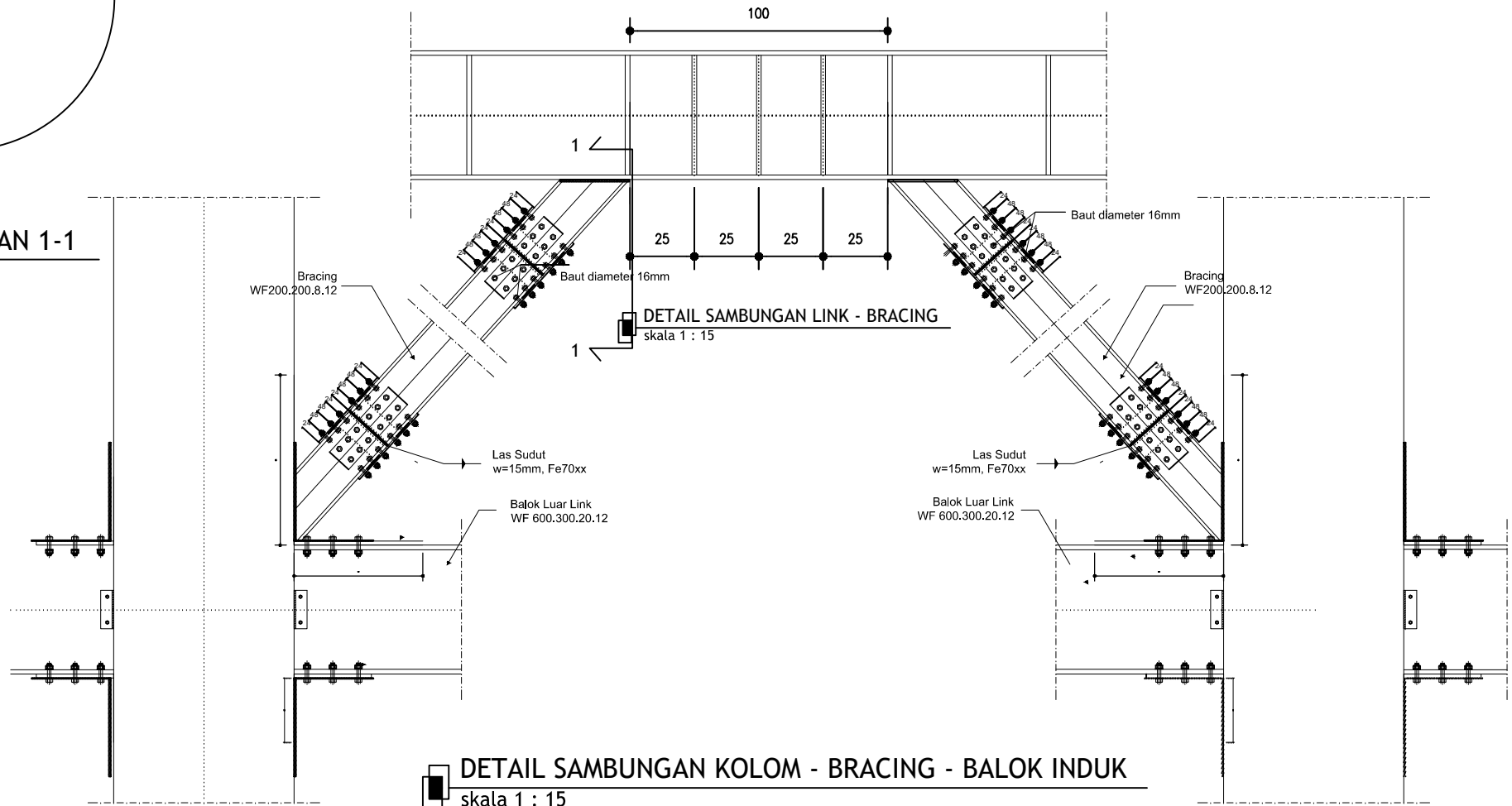


PORTAL AS-4  
SKALA 1 : 400

	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	NAMA DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA
	MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG PUSAT PENELITIAN DAN PENDIDIKAN DOKTER GIGI UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG DENGAN KOLOM BAJA KOMPOSIT DAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS	POTONGAN PORTAL AS-A	1 : 400	16	Dr. Ir. Djoko Irawan MS	JANITA BAYU ANDRIANI NRP: 03111645000004
				JMLH LEMBAR		
				31		

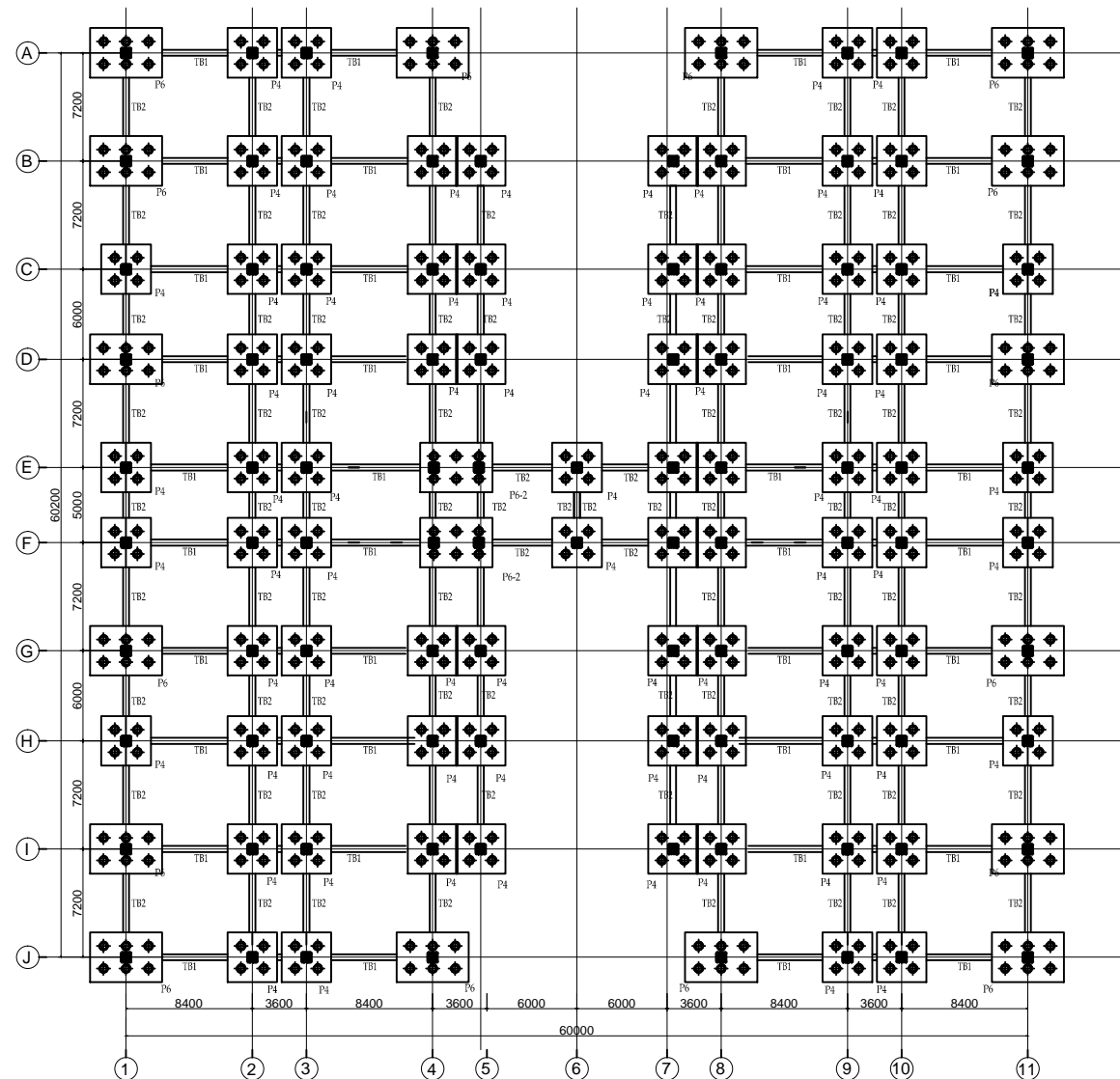


**POTONGAN 1-1**  
skala 1 : 15



NAMA GAMBAR	SKALA	NO.	JUMLAH	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	KETERANGAN
1. DETAIL LINK BRACING 2. DETAIL SAMBUNGAN KOLOM-BRACING-BALOK INDUK 3. POTONGAN 1-1	1:15	25	31	JANITA BAYU ANDRIANI 03111645000004	1. Dr. Ir. DJOKO IRAWAN, Ms	STR





**DENAH PONDASI**  
Skala 1 : 400

NAMA GAMBAR	SKALA	NO.	JUMLAH	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	KETERANGAN
1. DENAH PENULANGAN WIREMESH M10-150	1:500	27	31	JANITA BAYU ANDRIANI 03111645000004	1. Dr. Ir. DJOKO IRAWAN, MS	STR



## **BIOGRAFI PENULIS**



### **JANITA BAYU ANDRIANI**

Penulis dilahirkan di Lamongan 05 Juni 1994. Merupakan anak kedua dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK YPPI 1945, SDN BABAT VII, SMP Negeri 1 Babat, SMA Negeri 1 Bojonegoro. Setelah lulus SMA Negeri 1 Bojonegoro pada tahun 2012, Penulis terdaftar menjadi mahasiswa jurusan Diploma III Teknik Sipil FTSP-ITS tahun 2012. Setelah itu penulis melanjutkan Lintas Jalur S1 teknik sipil FTSLK – ITS tahun 2016 dengan NRP 03111645000004 dan aktif dalam berbagai kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa.